

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Sistema de Drenaje Pluvial del Fundo Villa Toscano -  
Picota - Tarapoto**

Tesis para optar el Título de :

**INGENIERO CIVIL**

Presentado por :

Bach. Ing. Civil Alan Alfredo Huaman Yucra

**AYACUCHO PERÚ**

2013

**“SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DEL FUNDO VILLA TOSCANO –  
PICOTA - TARAPOTO”.**

**RECOMENDADO** : 13 DE JULIO DEL 2013

**APROBADO** : 06 DE SETIEMBRE DEL 2013



MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO  
(PRESIDENTE)

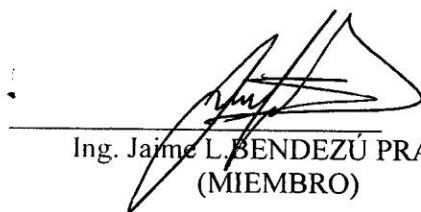


Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS  
(MIEMBRO)



Ing. Cristian CASTRO PÉREZ  
(MIEMBRO)

000001




Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO  
(MIEMBRO)



Ing. Jennifer R. PILLACA DE LA CRUZ  
(SECRETARIA DOCENTE)

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 06 de setiembre del 2013, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **Alan Alfredo HUAMÁN YUCRA**, con la Tesis Titulado “**SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DEL FUNDO VILLA TOSCANO – PICOTA - TARAPOTO**”, fue calificada con la nota de DIECISÉIS (16) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



---

MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO  
(PRESIDENTE)



---

Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS  
(MIEMBRO)




---

Ing. Cristian CASTRO PÉREZ  
(MIEMBRO)



---

Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO  
(MIEMBRO)



---

Ing. Jennifer R. PILLACA DE LA CRUZ  
(SECRETARIA DOCENTE)

# DEDICATORIA

*Dedico esta tesis a mis queridos padres: Alfredo y Josefina en reconocimiento a sus sacrificios y por inculcarme la enseñanza.*

# AGRADECIMIENTOS

*Agradezco a mis padres Alfredo y Josefina por su apoyo incondicional y por su paciencia durante la elaboración de este trabajo.*

*Al Ing. Cristian Castro Pérez, amigo y asesor de esta tesis, por su orientación y apoyo constante, por sus acertadas sugerencias que direccionaron al éxito de este trabajo de investigación.*

*Al Ing. Joel Belizario Oré Iwanaga, por sus acertadas críticas, amigo y colaborador, por sus útiles sugerencias y recomendaciones, que resaltaron la presentación final de la tesis.*

*A los ingenieros: Ernesto Estrada, Jaime Bendezu Prado y Cristian Castro Pérez, por sus apreciadas sugerencias durante la revisión del borrador de esta tesis.*

*A DIOS por haberme dado el ser, el entendimiento y la salud, gracias por esa fuerza Universal Maravillosa e incomparable.*

*Finalmente, a la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, nuestra alma máter, por acogerme dentro de sus aulas durante mis años de estudiante.*

# RESUMEN

Este proyecto de investigación nace con el objetivo de contribuir a la Ingeniería Civil dentro de las áreas de Hidrología e Hidráulica, para la adecuada instalación del sistema de drenaje pluvial en el interior de la Empresa "VILLA TOSCANO S.A.C.", la cuál se dedica a la exportación de plantaciones de Tabaco, ubicada en la provincia de Picota, en el Departamento de Tarapoto. Su desarrollo concierne a estudios Hidrológicos e Hidráulicos, para esta etapa de estudio hidrológico se utilizara el programa HEC-HMS v3.5 y para la etapa Hidráulica se utilizaran los programas HY-8 para la verificación de la capacidad de cada una de las alcantarillas y Bentley FlowMaster v8, para el diseño de canales de evacuación pluvial.

Específicamente, la tesis trata del desarrollo del sistema de drenaje pluvial mediante un sistema de canales de evacuación de aguas de lluvia, que permitan transportar el agua de flujo superficial proveniente de la Quebrada Moteluico, del Cerro Picota, y de los planos de flujo superficial arriba y abajo de la carretera Fernando Belaunde Terry, de tal forma que en épocas de lluvia, no se generen inundaciones ni pequeños embalses al interior de los terrenos agrícolas de la Empresa "VILLA TOSCANO S.A.C.", los mismos que deben eliminarse al Rio Huallaga, mediante sistemas de bombeo ubicados adecuadamente.

El contenido teórico de la presente tesis de investigación, explica los pasos y los procedimientos a seguir mediante la utilización de los diferentes métodos que se desarrollan en los capítulos 2 y 3, mientras que en el capítulo 4 se realizan las propuestas de los esquemas hidráulicos de drenaje pluvial, más adelante se resume el contenido de éstos capítulos divididos en etapas. En el capítulo 5, se hace referencia a la simulación del sistema de drenaje pluvial mediante los métodos hidrológicos e hidráulicos, la cuál permitirá comprobar la relación Teórico-práctico. Finalmente se adjunta el manual del programa HEC-HMS v3.5.

En la etapa hidrológica, se desarrolla la simulación precipitación escorrentía desde la generación de hietogramas, en el cual se utiliza el método de los hietogramas sintéticos de tormentas desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de los EEUU (1986), en la actualidad (NRCS). Determinación de abstracciones, mediante el modelo del número de curva propuesto por el NRCS de los EEUU. Determinación de hidrogramas unitarios, donde se emplea el modelo del NRCS. Determinación de hidrogramas de máximas avenidas: Esta etapa se desarrollará mediante el método de convolución discreta.

La etapa Hidráulica, es la parte fundamental de la presente investigación, que consiste en transitar los caudales de máximas avenidas a través de los canales colectores, considerando el modelo matemático de onda cinemática y su solución mediante el método de la fuerza tractiva para su verificación de estabilidad del canal. La etapa hidráulica permite conocer las características hidráulicas de diseño como son el tirante, velocidades máximas en el canal colector. Dentro del esquema hidráulico del sistema de drenaje pluvial, es necesario en primer lugar la verificación de la capacidad hidráulica de cada una de las alcantarillas, también se diseñará los sistemas de bombeo para su disposición final al Río Huallaga.

Se debe tener en cuenta que la simulación realizada en la presente tesis es a nivel específico,

es decir, solo se puede aplicar para la zona de Picota y alrededores, del departamento de Tarapoto, pero es aplicable en otras zonas de nuestro país o fuera de ella con otros datos meteorológicos y solamente se necesita tener criterios prudentes.

# Índice general

<b>Portada</b>	
<b>Dedicatoria</b>	<b>I</b>
<b>Agradecimientos</b>	<b>II</b>
<b>Resumen</b>	<b>III</b>
<b>Índice General</b>	<b>VI</b>
<b>Índice de Cuadros</b>	<b>XI</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>XIV</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes . . . . .	1
1.2. Necesidad o Motivación de la Investigación . . . . .	1
1.3. Planteamiento del Problema . . . . .	2
1.4. Justificación e Importancia . . . . .	2
1.4.1. Justificación . . . . .	2
	<b>VI</b>

1.4.2. Importancia . . . . .	4
1.5. Objetivos de la tesis . . . . .	4
1.5.1. Generales . . . . .	4
1.5.2. Específicos . . . . .	5
1.6. Organización de la Tesis . . . . .	6
<b>2. Aspectos Hidrologicos para el Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial</b>	<b>8</b>
2.1. Introducción . . . . .	8
2.2. Determinación del Modelo de Elevación Digital . . . . .	9
2.3. Teoria sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural	11
2.3.1. Hietograma de Precipitación . . . . .	12
2.3.2. Modelos de Tasas de Infiltracion . . . . .	19
2.3.3. Metodo de Hidrogramas Unitarios . . . . .	27
2.3.4. Transito de Hidrogramas . . . . .	32
2.3.5. Proceso De Convolucion Discreta Para Obtencion Del Hidrograma de Escorrentia . . . . .	41
2.4. Modelo de Onda Cinematica Para Obtencion de Hidrogramas a Partir de Planos de Flujo Superficial . . . . .	44
2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada	47
<b>3. Aspectos Hidraulicos Para el Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial</b>	<b>64</b>
3.1. Introducción . . . . .	64
3.2. Hidraulicas de Canales Estables en Tierra . . . . .	65

3.2.1.	Metodo de la Fuerza Tractiva . . . . .	66
3.3.	Hidraulico de Alcantarillas . . . . .	75
3.3.1.	Hidráulica de Control de Ingreso . . . . .	77
3.3.2.	Hidráulica de Control de Salida . . . . .	84
3.3.3.	Velocidad de Salida . . . . .	89
<b>4.</b>	<b>Propuesta de Esquema de Drenaje Pluvial</b>	<b>91</b>
4.1.	Introducción . . . . .	91
4.2.	Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial . . . . .	92
4.2.1.	Primera Propuesta - SubCuenca de Drenaje . . . . .	92
4.2.2.	Primera Propuesta - Planos de Flujo Superficial . . . . .	94
4.2.3.	Primera Propuesta - Pozo de Detención . . . . .	95
4.2.4.	Primera Propuesta - Alcantarillas . . . . .	98
4.2.5.	Primera Propuesta - Canales de Evacuación Pluvial . . . . .	98
4.2.6.	Primera Propuesta - Sistemas de Bombeo . . . . .	99
4.2.7.	Primera Propuesta - Topología de la Red de Drenaje para Simula- ción en HEC-HMS v3.5 . . . . .	101
4.3.	Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial . . . . .	101
4.3.1.	Segunda Propuesta - Subcuenca de drenaje . . . . .	101
4.3.2.	Segunda Propuesta - Planos de Flujo Superficial . . . . .	106
4.3.3.	Segunda Propuesta - Pozo de Detención . . . . .	107
4.3.4.	Segunda Propuesta - Alcantarillas . . . . .	107
4.3.5.	Segunda Propuesta - Canales de Evacuación Pluvial . . . . .	108

4.3.6. Segunda Propuesta - Sistema de Bombeo . . . . .	109
4.3.7. Segunda Propuesta - Topología de la Red de Drenaje para Simulación en HEC-HMS v3.5 . . . . .	109
4.4. Discusión Cualitativa de Propuestas y Elección del Esquema Hidráulico . .	110
<b>5. Simulación del Sistema de Drenaje Pluvial</b>	<b>111</b>
5.1. Introducción . . . . .	111
5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas . . . . .	113
5.2.1. Características Geomorfológicas de las 07 Quebradas . . . . .	114
5.2.2. Recopilación de Datos Meteorológicos . . . . .	115
5.2.3. Estudio de Tormentas . . . . .	118
5.2.4. Determinación del Hietograma de Diseño . . . . .	122
5.2.5. Tasas de Infiltración . . . . .	123
5.2.6. Hidrogramas Unitarios . . . . .	126
5.3. Determinación de Hidrogramas de planos de Flujo Superficial a partir del Modelo de Onda Cinemática. . . . .	133
5.3.1. Características Geomorfológicas de los planos de Flujo Superficial .	134
5.4. Transito Hidrológico de los Pozos de Detención . . . . .	136
5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva . . .	139
<b>6. Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>146</b>
6.1. Resumen . . . . .	146
6.2. Conclusiones . . . . .	146

6.3. Recomendaciones . . . . .	148
6.4. Temas Afines por Investigar . . . . .	149
<b>Bibliografía</b>	<b>150</b>
<b>A. Fotografías</b>	<b>152</b>
<b>B. Manual del HEC-HMS v3.5</b>	<b>157</b>
<b>C. Planos de Proyecto de Aplicación</b>	<b>168</b>
C.1. Propuesta Primer Esquema Hidraulico . . . . .	168
C.2. Propuesta Segundo Esquema Hidraulico . . . . .	168

# Índice de cuadros

2.1. Número de curva de escorrentía para áreas urbanas. . . . .	25
2.2. Ordenadas del Hidrograma Unitario Adimensional del NRCS (SCS) (SCS, 1969). . . . .	31
2.3. Parámetros de resistencia efectivos para flujo superficial. . . . .	39
3.1. Factores de influencia para el rendimiento de la alcantarilla . . . . .	77
4.1. Ubicación y área de las cuencas principales. . . . .	92
4.2. Ubicación y área de los planos de flujo superficial. . . . .	94
4.3. Ubicación y dimensiones de los pozos de detención. . . . .	96
4.4. Ubicación ,progresiva y sección de las alcantarillas. . . . .	98
4.5. Descripción del canal secundario. . . . .	100
4.6. Descripción del canal colector. . . . .	100
4.7. Ubicación y área de las Sub cuencas de drenaje pluvial. . . . .	102
4.8. Ubicación y área de los planos de flujo superficial. . . . .	106
5.1. Area de las 07 Quebradas . . . . .	114
5.2. Características Geomorfológicas de las 07 quebradas . . . . .	115

5.3. Precipitación máxima en 24 horas, estación Pilluana. . . . . 115

5.4. Precipitación máxima en 24 horas, estación Picota. Fuente Senamhi . . . . 116

5.5. Precipitación máxima en 24 horas, estación Tingo de Ponaza. Fuente Senamhi 117

5.6. Precipitación Máxima Anual . . . . . 118

5.7. Precipitacion maxima de 24 horas . . . . . 122

5.8. Hietograma de precipitacion total Tipo I, Tr=50 años. . . . . 123

5.9. Condición Hidrológica Numero de Curva del SC-01 y SC-07 . . . . . 124

5.10. Condicion Hidrológica Numero de Curva del SC-02, SC-03, SC-04, SC-05  
y SC-06. . . . . 125

5.11. Hietograma de precipitación de exceso . . . . . 126

5.12. Hidrograma unitario del SCS . . . . . 127

5.13. Hidrograma unitario del SCS . . . . . 129

5.14. Comparacion de resultados . . . . . 132

5.15. Resultado de cada una de las quebradas . . . . . 132

5.16. Ubicación y área de los planos de flujo superficial . . . . . 133

5.17. Características Geomorfológicas de los planos de flujo superficial abajo de  
la carretera. . . . . 141

5.18. Características Geomorfológicas de los planos de flujo superficial arriba de  
la carretera. . . . . 142

5.19. Datos para obtener el hidrograma del plano de flujo superficial PS-01. . . . 142

5.20. Transformación lluvia escorrentia plano de flujo superficial PS-01 . . . . . 143

5.21. Datos para obtener el hidrograma del plano de flujo superficial PS-01 Apar-  
tir del transito del canal. . . . . 143

*ÍNDICE DE CUADROS*

5.22. Comparacion de resultados analiticamente y con el HEC HMS. . . . . 144

5.23. Resultados Canal Secundario . . . . . 144

5.24. Resultados Canal Colector . . . . . 145

# Índice de figuras

2.1. Quebradas Moteluico, Hualuico y 05 Quebradas . . . . .	10
2.2. Curvas IDF, para Periodos de Retorno de 10 a 50 años. . . . .	14
2.3. Distribución Temporal de la Precipitación . . . . .	16
2.4. Hietograma de intensidad de precipitación incremental versus tiempo Es- tación Fundo Villa Toscano. . . . .	16
2.5. Representación Gráfica de distribuciones de precipitación SCS (NRCS). . .	19
2.6. Componentes de precipitación definidos por el método del número de curva NRCS (SCS). . . . .	21
2.7. Solución de las Ecuaciones de Escorrentía del NRCS (SCS) usando el méto- do del numero de curva y asumiendo $I_a = 0.2S$ . Fuente: Soil Conservation Service, 1972, figura 10.1 p.10.21 . . . . .	24
2.8. Hidrograma Unitario . . . . .	28
2.9. Hidrograma Unitario Adimensional . . . . .	29
2.10. Hidrograma unitario curvilíneo adimensional y hidrograma triangular equi- valente. . . . .	30
2.11. Transito de Hidrogramas. . . . .	32
2.12. Cuenca simple con representación del modelo de onda cinemática. . . . .	35

2.13. Relaciones entre elementos de flujo. . . . .	36
2.14. Elementos usados en cálculos de onda cinemática, Introduction and application of kinematic wave routing techniques using HEC-1 . . . . .	37
2.15. Patrón de drenaje urbano típico. (Introduction and application of kinematic wave routing techniques using HEC-1). . . . .	38
2.16. Esquema de solución mediante diferencias finitas. . . . .	40
2.17. Esquema de plano inclinado para simular la esorrentía sobre la superficie de una cuenca. . . . .	44
2.18. Esquema de solución en diferencias finitas para la aproximación de la onda cinemática. . . . .	46
2.19. Concepto Hidrografico de un Pozo de Detencion . . . . .	49
2.20. Online y Offline de un Pozo . . . . .	50
2.21. Hidrogram de Ingreso y Salida de una Estructura de Detencion . . . . .	51
2.22. Curva Elevación versus Volumen Almacenado . . . . .	54
2.23. Método Cónico para el Calculo de Volumen en el Pozo . . . . .	55
2.24. Curva Elevación versus Caudal . . . . .	56
2.25. Composición de Estructuras de Salida en Paralelo . . . . .	57
2.26. Elevación versus Caudal para Composición de Estructuras de Salida en Paralelo . . . . .	58
2.27. Composición de Estructura de Salida en Serie . . . . .	58
2.28. Elevación versus Caudal para Composición de Estructuras de Salida en Serie	59
2.29. Cambio en el Volumen del pozo para un intervalo de tiempo . . . . .	60
2.30. Definición para términos en aproximación de diferencias Finitas . . . . .	61

3.1. Distribución de la fuerza tractiva en una seccion trapezoidal de canal. . . . .	67
3.2. Fuerza tractiva unitaria máxima en términos de terminos de wyS. . . . .	68
3.3. análisis de las fuerzas que actuán en una partícula que reposa en la superficie del lecho de un canal. . . . .	69
3.4. Ángulo de reposo para materiales no cohesivos (U.S. Bureau of Reclamation). . . . .	71
3.5. Fuerzas tractivas unitarias permisibles recomendadas para canales en materiales no cohesivos (U.S. Bureau of Reclamation). . . . .	73
3.6. Fuerzas tractivas unitarias permisibles para canales en materiales cohesivos convertidas de los datos de la URSS sobre velocidades permisibles. . . . .	74
3.7. Sección de flujo para control de Ingreso . . . . .	78
3.8. Tipos de control de Ingreso . . . . .	79
3.9. Curvas de control de Ingreso . . . . .	80
3.10. Sección de control de Salida . . . . .	84
3.11. Tipos de control de Salida . . . . .	86
3.12. Alcantarilla a flujo lleno con líneas de gradiente de energía e hidráulica. . . . .	87
3.13. Velocidad de Salida en el control de Ingreso . . . . .	90
3.14. Velocidad de salida en el control de Salida . . . . .	90
4.1. Ubicación de las subcuencas de drenaje plano H-01. . . . .	93
4.2. Ubicación de los planos de flujo superficial P-03 . . . . .	95
4.3. Ubicación del Pozo de Detención PD-01 . . . . .	97
4.4. Ubicación de la alcantarilla ALC-01 . . . . .	99
4.5. Ubicación de canales de evacuación pluvial Canales Colectores (CC) y canales secundarios (CS). . . . .	103

4.6. Ubicación de Pozo de Bombeo SB-01 . . . . .	104
4.7. Simulación en HEC HMS v3.5 . . . . .	104
4.8. Ubicación de las subcuencas de drenaje plano segundo esquema S-02 . . . . .	105
4.9. Ubicación de los pozos de detención PD-01, 02, 03, 04 y 05 . . . . .	108
5.1. Ubicación de la Estación Pilluana . . . . .	116
5.2. Ubicación de la Estación Picota . . . . .	117
5.3. Ubicación de la estación Tingo de Ponaza . . . . .	118
5.4. Distribucion de probabilidades metodo Gumbel, estación Pilluana. . . . .	119
5.5. Distribucion de probabilidades metodo Gumbel, estación Picota. . . . .	120
5.6. Distribucion de probabilidades metodo Gumbel, estación Tingo de Ponaza. . . . .	121
5.7. Hietograma de Precipitacion Total . . . . .	124
5.8. Hietograma de precipitación de exceso . . . . .	125
5.9. Hidrograma Unitario metodo del SCS . . . . .	128
5.10. Hidrograma SCS . . . . .	129
5.11. Determinacion de hidrograma con el programa HEC-HMS v3.5 . . . . .	130
5.12. Resultados con el programa HEC HMS v3.5 . . . . .	130
5.13. Resultados con el programa HEC HMS v3.5 . . . . .	131
5.14. Resultados con el programa HEC HMS v3.5 . . . . .	131
5.15. Planos de Flujo Superficial - Modelo de Onda Cinematica . . . . .	134
5.16. Esquema de Solución Numérica - Diferencias finitas . . . . .	135
5.17. Solucion con el HEC HMS v. 3.5 del plano de flujo superficial PS-01 . . . . .	135

5.18. Transito Hidologico en Pozos de Detención . . . . .	136
5.19. Grafico Piscina Nivelada . . . . .	137
5.20. Hidrograma del Pozo de Detención . . . . .	138
5.21. Resultados del HEC-HMS del Pozo de Detención . . . . .	138
5.22. Hidrograma de Ingreso y Salida aguas abajo resultados HEC-HMS. . . . .	139
A.1. Fundo Villa Toscano donde se proyectara la construccion de canales de evacuacion pluvial, pozo de detencion y sistema de bombeo. . . . .	152
A.2. Levantamiento topografico donde se proyectara la construccion de canales y planos de flujo superficial. . . . .	153
A.3. Alcantarilla de concreto seccion cuadrada, verificación de capacidad hidrau- lica vista aguas arriba. . . . .	153
A.4. Muestreo de material in Situ para su respectivo ensayo estandar de clasifi- cación de material. . . . .	154
A.5. Tramo donde se proyectara la construcción de pozos de detencion y planos de flujo superficial. . . . .	154
A.6. Tramo donde se proyectara la construcción de pozos de detencion y Sistema de Bombeo. . . . .	155
A.7. Pozo de detención. . . . .	155
A.8. Vista panoramica del Fundo Villa Toscano. . . . .	156
A.9. Canal Colector de evacuación pluvial dentro del Fundo Villa Toscano. . . . .	156
B.1. Creacion de una nueva cuenca. . . . .	158
B.2. Creación de modelo meteorologico. . . . .	158

B.3. Creación de Control de especificaciones. . . . .	159
B.4. Creación de Time - Series Data Manager. . . . .	159
B.5. Creación de sub cuencas. . . . .	160
B.6. Incluimos las características Geomorfológicas. . . . .	160
B.7. Incluimos las pérdidas, número de curva. . . . .	161
B.8. Incluimos el tiempo de retraso en minutos. . . . .	161
B.9. Incluimos en precipitación Specified Hyetograph. . . . .	162
B.10. Incluimos en Subbasin Gage 1. . . . .	162
B.11. Seleccionamos intervalo de tiempo 1 hora. . . . .	163
B.12. Entrada manual. . . . .	163
B.13. Hietograma de precipitación total Sintético Tipo I. . . . .	164
B.14. Simulación del programa HEC-HMS. . . . .	164
B.15. Resultados Precipitación total, exceso y pérdida, caudal de descarga. . . . .	165
B.16. Hidrograma de descarga. . . . .	165
B.17. Resultado gráfico del hidrograma de descarga. . . . .	166
B.18. Creación de Canal para el Tránsito de la SubCuenca . . . . .	166
B.19. Creación de Junction para la descarga final del canal . . . . .	167
B.20. Ingresamos los parámetros del canal. . . . .	167

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Antecedentes

Desde los años setenta se trabaja para relacionar características atmosféricas con precipitación. La aparición de los ordenadores permitió la generación de *Modelos Climáticos Globales*. A partir de los resultados de estos modelos, se generan escenarios compatibles con los registros históricos disponibles, los modelos hidrológicos convierten la precipitación en escurrimiento estos modelos son generalmente necesarios para estudios en sistema de drenaje pluvial el cual trata la presente tesis.

### 1.2. Necesidad o Motivación de la Investigación

Este tema de investigación surge con la necesidad de contar con una solución a los problemas de inundación y formación de embalses en las épocas de lluvia, en zonas de precipitación. De tal forma que no perjudiquen el normal desarrollo de la producción agrícola en este tipo de zonas y así poder resolver los problemas existentes de hoy en día realizando obras hidrológicas e hidráulicas propios de la Ingeniería Civil; por otro lado el interés de

ampliar y profundizar mis conocimientos en la ingeniería hidrológica, permitieron hacer una realidad y lograr el producto final de esta tesis.

### **1.3. Planteamiento del Problema**

La escorrentía superficial producida por la no retención natural del terreno en zonas de Selva, genera una producción de flujo superficial considerable cercana al 100 % de la lluvia total, que necesita ser derivado hacia zonas que no perjudiquen el normal desarrollo de la producción agrícola, en este caso del cultivo tabaco, existente en el Fundo Villa Toscano, ubicado en la Provincia Picota del Departamento de Tarapoto.

### **1.4. Justificación e Importancia**

#### **1.4.1. Justificación**

El desarrollo de un sistema de drenaje pluvial engloba muchos aspectos inherentes a hidrología e hidráulica, para lo cual es necesario en primer lugar el desarrollo del estudio hidrológico, pasando desde la etapa de generación del Hietograma de precipitación total, mediante técnicas de Hietogramas sintéticos como: Método de bloques alternos, la misma que tendrá incidencia en cada una de las cuencas de drenaje, formadas naturalmente frente al fundo Villa Toscano.

El Hietograma de precipitación de exceso se determinara teniendo en cuenta las tasas de infiltración generadas en cada una de las cuencas de drenaje a partir de las características propias del terreno como son: uso de la tierra, cobertura del terreno, condición hidrológica y condición de humedad antecedente.

La generación del hidrograma unitario se realizara a partir del modelo numérico del SCS (NRCS), para el cual es necesaria la determinación del tiempo de concentración mediante el modelo del TR-55.

Contando con el Hietograma de precipitación de exceso y el Hidrograma unitario, ambos serán unidos mediante el método de convolución discreta para la obtención final del Hidrograma de esorrentía en cada uno de los puntos de aforo definidos de cada una de las Quebradas.

Para la transformación de precipitación en esorrentía a partir de los planos de flujo superficial formados luego de la discretización en cuencas de cada una de las redes de drenaje en forma independiente, serán realizados mediante el modelo de onda cinemática, teniendo en cuenta la simplificación de las ecuaciones de Saint Venant, considerando para ello que la pendiente del fondo es igual a la pendiente de la línea de energía, para lo cual se puede simplificar la ecuación de momentum de la ecuación de Saint Venant, a un flujo uniforme, en el cual puede utilizarse la ecuación de Manning y la ecuación de continuidad original. Ambas ecuaciones deberán ser resueltas mediante técnicas numéricas apropiadas que permitan determinar los hidrogramas de esorrentía en los puntos de aforo deseados.

Para el paso de agua a través de la carretera Fernando Belaunde Terry en el tramo Villa Nueva - Picota, es necesario verificar la capacidad de cada una de las alcantarillas existentes, de tal forma que se vuelva un proceso iterativo, teniendo en cuenta la cantidad de Quebradas que puedan drenar por esta, sin generar un peligro de desborde e inundación de la carretera, según las dimensiones actuales de cada una de estas estructuras hidráulicas.

Aguas debajo de cada una de las alcantarillas, será necesario diseñar los pozos de detención que permitan derivar eficientemente el agua a través de vertederos instalados a un nivel adecuado de tal forma de controlar la esorrentía superficial sin generar inundación y sobrepaso de las paredes de los canales. El modelo a utilizar para el diseño de estas estructuras hidráulicas será el de piscina nivelada, el mismo que corresponde a un tránsito

hidrológico a partir de la ecuación de continuidad de volumen de almacenamiento, para lo cual es necesario definir las curvas de volumen con altura y caudal con altura.

Al final de cada uno de los canales principales es necesaria la instalación de pozos, los mismos que permitirán el almacenamiento temporal de agua de lluvia, para luego ser eliminados al Rio Huallaga mediante sistemas de bombeo. Para el diseño hidráulico de los sistemas de bombeo, tendrá que considerarse el dimensionamiento de la tubería de succión, tubería de impulsión, elección del tipo de bomba a utilizar para eliminar el agua del pozo hacia el Rio Huallaga.

### **1.4.2. Importancia**

La importancia de la presente investigación radica en la propuesta de un sistema de drenaje pluvial, que permita eliminar el exceso de agua de las 07 Quebradas formadas naturalmente frente al Fundo Villa Toscano. Así mismo se estudiara diferentes aspectos inherentes al diseño de canales de evacuación pluvial, transito hidrológico de pozos de detención, simulación precipitación escorrentía hasta la obtención de hidrogramas de escorrentía, verificación de capacidad de alcantarillas de sección rectangular, diseño de sistemas de bombeo. La evacuación de aguas de lluvia a partir de planos de flujo superficial arriba de la carretera Fernando Belaunde Terry en el tramo Villa Nueva Picota y de los mismos terrenos agrícolas, se realizara mediante el modelo de onda cinemática.

## **1.5. Objetivos de la tesis**

### **1.5.1. Generales**

- Realizar el planteamiento del esquema hidráulico y diseño del sistema de drenaje pluvial del Fundo Villa Toscano, que permita drenar las aguas de las 07 Quebradas:

Moteluico, Hualuico y 05 Quebradas cuyas redes de drenaje se encuentran en el cerro Picota, las mismas que deberán conducir la escorrentía superficial, recibir las aguas del área agrícola actualmente en explotación, hasta su entrega al Rio Huallaga, sin generar inundación alguna a su paso.

### 1.5.2. Específicos

- El objetivo de la presentación de la tesis *Sistema de Drenaje Pluvial del Fundo Villa Toscano - Picota - Tarapoto*, es el de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Realizar la simulación hidrológica que permita la transformación precipitación escorrentía a través de modelos numéricos desde la generación del hietograma de precipitación total hasta la obtención del hidrograma de escorrentía en los puntos de aforo definidos de cada una de las Quebradas.
- Realizar el análisis hidráulico de cada una de las alcantarillas, verificando la capacidad de cada una de ellas frente a descargas pico para diferentes periodos de retorno.
- Modelar los planos de flujo superficial mediante el modelo de onda cinemática cuya solución se realizara teniendo en cuenta un modelo de diferencias finitas y a través del programa HEC-HMS v. 3.5.
- Transitar el hidrograma de escorrentía formada aguas abajo de cada una de las alcantarillas que permitan dimensionar los pozos de detención mediante el Modelo de Piscina Nivelada.
- Diseñar los canales principales y colectores secundarios, a partir del Modelo de Onda Cinemática.

- Diseñar los sistemas de bombeo al final de cada uno de los canales principales, para eliminar el excedente de la precipitación hacia el Rio Huallaga.

## 1.6. Organización de la Tesis

El presente trabajo de investigación "SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DEL FUNDO VILLA TOSCANO - PICOTA - TARAPOTO" consta de 6 capítulos debidamente organizado a fin de realizar un diseño óptimo.

- En el **Capítulo 1**, se expone las necesidades o motivación de la investigación, se describe el planteamiento del problema, justificación e importancia, se hace un planteamiento de los objetivos que persigue la tesis, y organización de la presente investigación.
- En el **Capítulo 2**, se presenta aspectos hidrológicos para el diseño de sistemas de drenaje pluvial. Este capítulo resume los métodos empleados en la simulación, así como la teoría necesaria tales como hietograma de precipitación, modelos de tasas de infiltración, método de hidrogramas unitarios, tránsito de hidrogramas, el método de convolución discreta para obtención de hidrograma de Escorrentía, el modelo de onda cinemática para la obtención de hidrogramas a partir de planos de flujo superficial y el tránsito de hidrogramas en pozos de detención mediante el modelo de piscina nivelada.
- En el **Capítulo 3**, se presenta aspectos hidráulicos para el diseño de sistemas de drenaje pluvial, así como teorías necesarias tales como: hidráulicas de canales estables en tierra, mediante el método de la fuerza tráctiva; hidráulica de alcantarillas (hidráulica de control de ingreso, hidráulica de control de salida y velocidad de salida) e hidráulica de sistemas de bombeo.

- En el **Capítulo 4**, se presenta la propuesta del esquema de drenaje pluvial. En las cuáles se explica el primer y segundo esquema hidráulico propuesto, así como sus respectivas soluciones; también se realiza la discusión cualitativa de las propuestas y se elige el esquema hidráulico correspondiente.
- En el **Capítulo 5**, se desarrolla la simulación del sistema de drenaje pluvial, así como la determinación de hidrogramas de escorrentía en cada una de las 07 quebradas y la determinación de Hidrogramas de planos de flujo superficial a partir del modelo de onda cinemática, también el transito hidrológico de los pozos de detención.
- El **Capítulo 6**, abarca las conclusiones que se obtuvieron durante la realización de la presente investigación, así mismo las recomendaciones según las experiencias adquiridas.
- **Bibliografía**, Presenta una lista detallada del material bibliográfico utilizado.
- **Apéndice A**, se presenta el Panel de Fotografías del Fundo Villa Toscano donde se proyecta la construcción de canales de evacuación pluvial, pozo de detención y sistema de bombeo, fotografías del levantamiento topográfico, estructuras existentes, muestreo del material in Situ y otros.
- **Apéndice B**, en este apéndice se adjunta un manual del HEC-HMS v3.5, donde se ve paso a paso el procedimiento para el ingreso de cada sub cuenca y los transitos de canal realizados.
- **Apéndice C**, se adjunta los planos de los proyectos reales donde se aplicaron los modelos desarrollados en el ejemplo de aplicación.

## Capítulo 2

# Aspectos Hidrológicos para el Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial

### 2.1. Introducción

La Hidrología es la ciencia que trata el origen, distribución y propiedades de las aguas terrestres. Desde el punto de vista de la Ingeniería Hidráulica, interesa el estudio y tratamiento de datos de precipitación y el escurrimiento de las aguas en la superficie y las aguas subterráneas.

El estudio hidrológico para el diseño del sistema de drenaje pluvial es fundamental, debido a que es el punto de partida que permitirá la obtención de los hidrogramas en diferentes puntos de aforo, para lo cual es necesario identificar las áreas de drenaje dentro del ámbito de estudio que tendrían incidencia directa en los problemas de inundación que afecta al fundo Villa Toscano.

A través del estudio hidrológico se podrá determinar los hidrogramas de escorrentía en diferentes puntos de aforo para diferentes periodos de retorno, para lo cual en primer lugar será necesario realizar lo siguiente: Determinar el Modelo de Elevación Digital DEM, a

partir del sistema de información geográfica con la ayuda del programa ArcGIS v10, que permita obtener los parámetros característicos de cada una de las redes de drenaje presentes en el estudio que generan problemas al Fundo Villa Toscano.

En este capítulo se hace referencia a la determinación del Modelo de Elevación Digital y para la etapa del estudio hidrológico se utilizarán los modelos matemáticos, para transformar la lluvia o precipitaciones netas en caudales (Hidrogramas) para distintas variaciones de tiempo, así mismo estos resultados serán comparados con el programa HEC-HMS v3.5.

## 2.2. Determinación del Modelo de Elevación Digital

Se determinó el Modelo de Elevación Digital DEM, a partir del sistema de información geográfica con la ayuda del programa ArcGIS v10, que permita obtener los parámetros característicos de cada una de las redes de drenaje presentes en el estudio que generan problemas al Fundo Villa Toscano, como son: Quebrada Moteluico, Quebrada Hualuico y 05 Quebradas presentes en el cerro Picota.

El sistema de información geográfica (SIG) también denominado *Geographical Information Systems*, (GIS) está ligado al manejo de grandes bases de datos y a la cartografía automatizada, estos sistemas son resultado del desarrollo de software llevados a cabo por diversas disciplinas y técnicas relacionadas con el procesamiento de datos espaciales, cartografía, fotogrametría, tecnología de sensores remotos, geometría computacional, representación gráfica, entre otros.

Hoy en día los proyectos de drenaje pluvial se vienen aplicando el SIG con mucha frecuencia como por ejemplo: Cálculos de áreas de drenaje, elección de una ruta adecuada, mapeo geológico, etc.

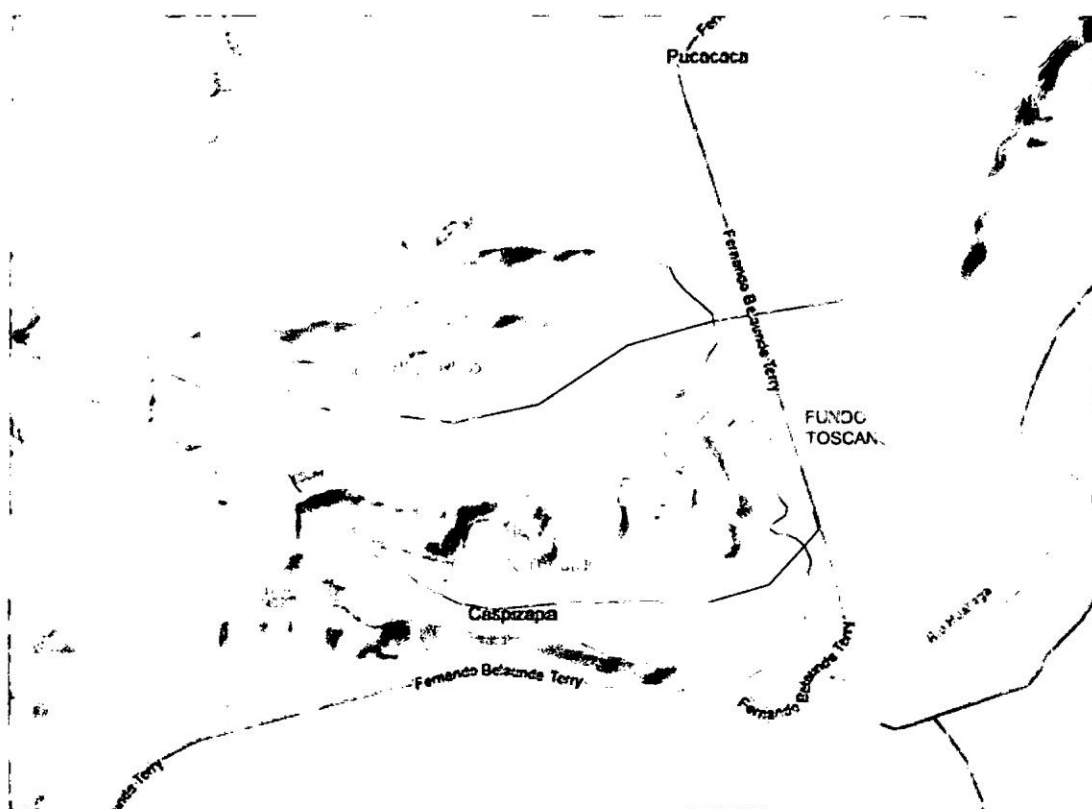


Figura 2.1: Quebradas Moteluico, Hualuico y 05 Quebradas

La aplicación de SIG radica en su capacidad para construir modelos o representaciones del mundo real a partir de las bases de datos digitales. Pueden desarrollarse aplicaciones que ayuden a resolver un amplio rango de necesidades, como por ejemplo:

- Delimitación de las áreas de las cuencas para el cálculo de caudales.
- Evaluación e inventarios hidrológicos.
- Determinación de parámetros hidrológicos.
- Construcción de modelos hidrológicos sencillos (sin análisis estadístico).
- Construcción de modelos hidrológicos integrados.
- Evaluación de riesgos naturales.

## 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

El drenaje pluvial en el mundo ha obligado a especialistas en Hidrología a desarrollar una variedad de métodos para analizar el problema de transformación precipitación en escorrentía, problemas que envuelven criterios de diseño y administración de las decisiones que son por lo general complejos que requieren aplicación de modelos matemáticos.

La transformación de precipitación en escorrentía de una cuenca rural, pasa por varias etapas, considerado desde la obtención de las intensidades de lluvia a registrarse en un pluviógrafo que permita generar el hietograma de precipitación total hasta el hidrograma de escorrentía a obtenerse en un punto de aforo producto de la discretización en subcuencas de la cuenca de drenaje.

Para la generación del hietograma de precipitación total, es necesario realizar la investigación de las diferentes formas de presentación de datos de precipitación como son a través de las curvas Intensidad Duración Frecuencia (IDF) y hietogramas de precipitación[4] (Dr. Rocky Durrans)<sup>1</sup>.

Así mismo estudiar las distribuciones temporales sintéticas para construir hietogramas de precipitación total, mediante las técnicas de método de bloques alternos[2], hietograma sintético del NRCS [4]

La discusión teórica para la modelación de escorrentía servirá para la obtención final de los hidrogramas en diferentes puntos de aforo a lo largo de la cuenca de drenaje, para lo cual se desarrollará en los siguientes ítems en primer lugar la descripción de las tasas de abstracciones más comunes como: intercepción, almacenamiento en depresión, e infiltración, considerando para nuestro caso el modelo de infiltración como un referente de

---

<sup>1</sup>Chapter 04. Types of Rainfall Data - Pag.87

### *2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural*

pérdida de aguas de lluvia suficiente para la obtención final del hietograma de precipitación de exceso, para lo cual se investigará el siguiente modelo: método del número de curva.

Existen técnicas numéricas para la determinación de hidrogramas unitarios como los modelos: NRCS (SCS) que se utilizara en la presente tesis, así como los modelos de Onda Cinemática y modelo de Reservorio No Lineal, que permitirán realizar la transformación precipitación en escorrentía.

Cuando se realiza la discretización de una cuenca en subcuencas es necesario el estudio de tránsito hidrológico en canales, en este caso se estudiará el modelo de Onda Cinemática, para la presente investigación. Finalmente al plantear el esquema hidráulico del sistema colector de aguas de lluvia es inevitable la instalación de pozos de detención de avenidas, donde es necesario investigar el tránsito hidrológico a través de estas estructuras hidráulicas y los canales de evacuación pluvial, así como también es necesario el estudio hidráulico de alcantarillas las cuales llevarán el caudal hacia los canales colectores de tal forma que realicen un transporte adecuado hasta su disposición final.

#### **2.3.1. Hietograma de Precipitación**

Chow, Maidment y Mays (1994)[3], definen que los Hietogramas se pueden trazar a partir de las estaciones pluviométricas o datos históricos de estaciones meteorológicas.

Los datos de precipitación son un bloque de construcción fundamental para la determinación de la cantidad de escorrentía de aguas pluviales generada durante un evento particular.

Este ítem provee una introducción a los conceptos de hidrología de agua superficial necesarios para el diseño y análisis de sistemas de conducción de tormentas de agua, con énfasis en los procesos de precipitación y su formulación de hietogramas de precipitación total mediante diferentes técnicas numéricas.

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

Es necesario conocer los valores de cargas de aguas de lluvia como valores de diseño que permitan dimensionar un sistema de alcantarillado pluvial adecuado, a partir de la instalación de estaciones de medición de intensidades de lluvia en puntos adecuados de la cuenca urbana a estudiar.

En general los métodos de predicción hidrológica se pueden clasificar en métodos basados en eventos y en forma continua. Los métodos basados en eventos se refieren a la predicción de descarga y/o volumen de escorrentía resultante de un evento de precipitación simple. Los métodos continuos simulan la escorrentía sobre una base ininterrumpida e incluye ambos periodos de clima húmedo y seco. Los métodos basados en eventos son los métodos tradicionales por los cuales los sistemas de conducción de aguas pluviales han sido diseñados. Sin embargo, con el incremento de la política de calidad de agua, la aplicación de los métodos de simulación continua está llegando a ser más común

#### **Tipos de Datos de Precipitación.**

La información de la precipitación es disponible en una variedad de formas:

- Las **curvas IDF** proveen información de intensidad de precipitación promedio para eventos de tormentas particulares.
- Los **hietogramas** proveen profundidades de precipitación o intensidades en intervalos de tiempos sucesivos en el curso de una tormenta. Pueden describir eventos de precipitación registrada, o pueden ser generados usando distribuciones de precipitación temporales sintéticas.

#### **Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.**

Para una duración de tormenta seleccionada, existe una intensidad de precipitación, la misma que corresponde a una probabilidad de excedencia dada o intervalo de recurren-

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

cia. Una curva de *intensidad de precipitación-duración-frecuencia* (también referido como una curva IDF), ilustra las intensidades de precipitación promedio correspondiente a un intervalo de recurrencia de tormenta particular para varias duraciones.

La Figura 2.2 muestra ejemplos de curvas IDF para tormentas de 10, 20, 30 y 50 años, mediante las ecuaciones del IILA-SENAMHI-UNI, sin ajustar.

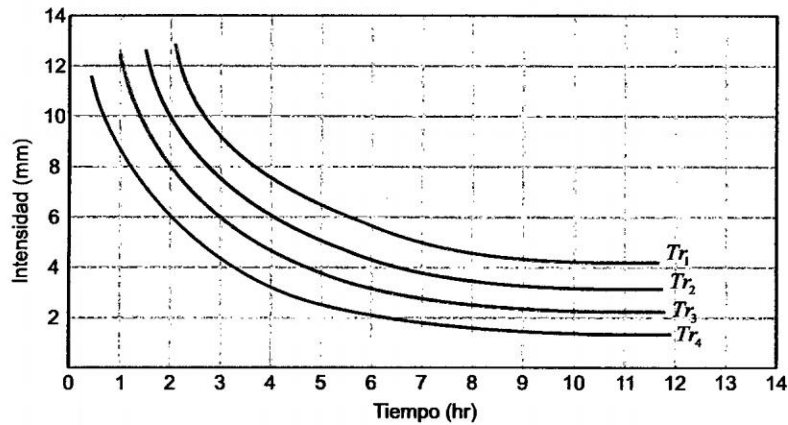


Figura 2.2: Curvas IDF, para Periodos de Retorno de 10 a 50 años.

Varias formas han sido desarrolladas para describir analíticamente las relaciones gráficas de las curvas IDF. Las formas más comunes de estas ecuaciones son [13]:

$$i = \frac{a}{(b + D)^n} \quad (2.1)$$

$$i = \frac{a(R_p)^m}{(b + D)^n} \quad (2.2)$$

$$i = a + b(\ln D) + c(\ln D)^2 + d(\ln D)^3 \quad (2.3)$$

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

Dónde:  $i$  = intensidad de precipitación (plg/hr, mm/hr),  $D$  = duración de la precipitación (min),  $R_p$  = periodo de retorno (años),  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $m$  y  $n$  son coeficientes usados para describir la relación IDF.

#### **Fuentes de datos IDF.**

Como se sabe la Hidrología provee de datos de carga (precipitación) necesarios para el diseño de un sistema de drenaje pluvial. Una de las metodologías más ampliamente usadas para estimar la tasa de escorrentía pico para diseño de drenaje pluvial para pequeñas cuencas de drenaje es el método racional. Para lo cual es necesario construir las curvas IDF, que para el caso de nuestro país únicamente existe la metodología del IILA - SENAMHI - UNI, que permite construir estas curvas, según la ubicación geográfica donde se desee desarrollar el proyecto, la duración de la lluvia y la frecuencia de la tormenta, recomendándose que es necesario realizar un ajuste de las curvas obtenidas a partir de estas fórmulas, con datos reales registrados en la zona de estudio.

Cabe resaltar que las curvas IDF, desarrolladas a partir de los procedimientos anteriores representan profundidades de precipitación e intensidades en un simple punto en el espacio, incluidas los datos de precipitación e intensidades que provee las ecuaciones del *IILA-SENAMHI-UNI*

#### **Distribuciones temporales y hietogramas para tormentas de diseño.**

Una distribución temporal tal como la mostrada en la Figura 2.3 muestra la progresión acumulativa de la profundidad de precipitación a través de una tormenta.

Un hietograma de precipitación Figura 2.4 muestra como la profundidad total (o intensidad) de precipitación se distribuye entre varios incrementos de tiempo dentro de una tormenta.

Para el diseño de un sistema de drenaje pluvial es necesario contar en primer lugar con un hietograma de precipitación total, del que se necesita definir la duración de la tormenta,

2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

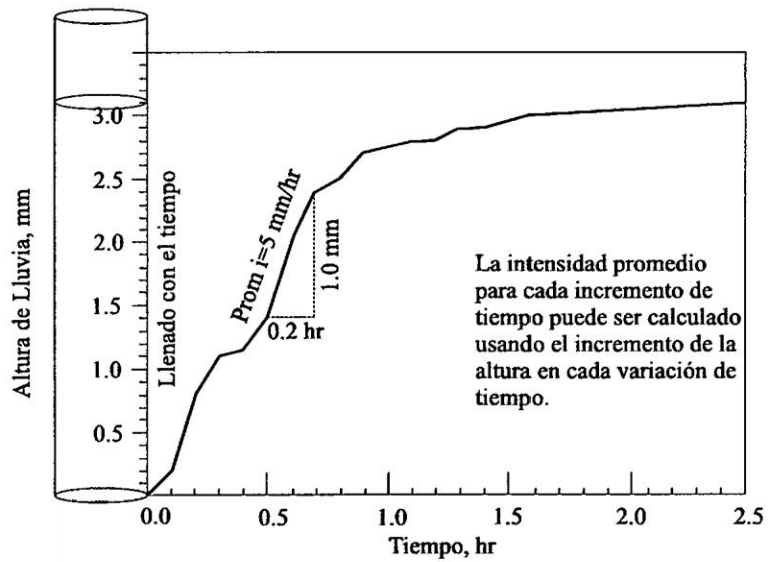


Figura 2.3: Distribución Temporal de la Precipitación

**HISTOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL**

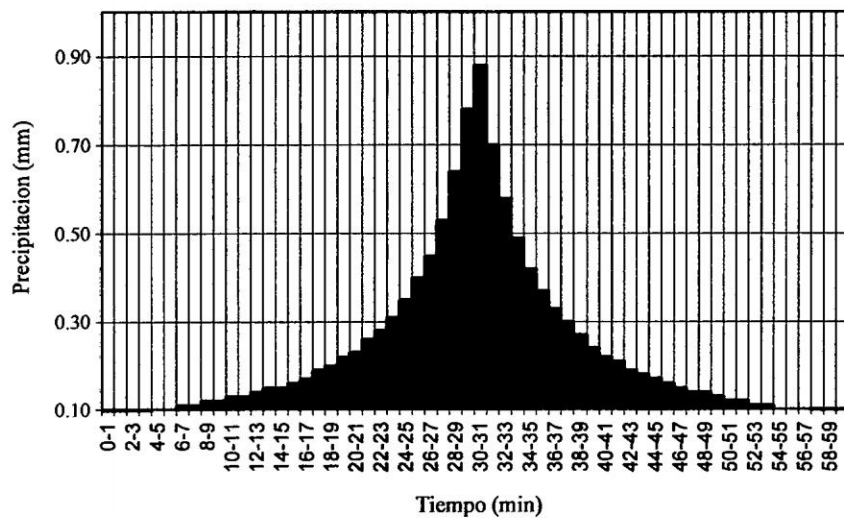


Figura 2.4: Hietograma de intensidad de precipitación incremental versus tiempo Estación Fundo Villa Toscano.

así como el patrón de precipitación de diseño en función al registro de intensidades reales tomadas en la zona de estudio.

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

En situaciones de diseño, los ingenieros comúnmente usan distribuciones temporales sintéticas de precipitación, que para el caso de la ciudad de Picota - Tarapoto se utilizarán estas, los mismos que pueden ser ajustados posteriormente a hietogramas sintéticos realizados en otros países.

El incremento de tiempo,  $\Delta T$ , entre los datos puntuales usados para construir una distribución de precipitación temporal, depende del tamaño (área) y otras características de la cuenca de drenaje. Como regla general, el incremento de tiempo no debe ser mayor que 1/4 a 1/5 del tiempo de retraso de la cuenca, o alrededor de 1/6 del tiempo de concentración de la cuenca. El Servicio de Conservación de Recursos Naturales (NRCS, antiguamente conocido como el Servicio de Conservación de Suelos, o SCS), recomienda usar  $\Delta T = 0.133 t_c = 0.222 t_{Lag}$ . El incremento de tiempo que utiliza el programa HEC HMS v3.5 es 29 % del tiempo de retraso de la cuenca, y como mínimo considera hasta un intervalo de tiempo de 1 minuto.

En pequeñas cuencas rurales el drenaje donde esto es generalmente necesario usar incrementos de tiempo tan pequeños como 1 o 2 minutos, este dato debe ser interpolado. [4]

Cuando la duración de la tormenta de diseño no se especifica, el ingeniero debe seleccionarlo. La manera para lograr esto es revisar los registros de precipitación para la localidad de interés a determinar las duraciones de tormenta típica para el área. Características estacionales de duraciones de tormenta pueden existir, con tormentas de gran duración tendientes a ocurrir en una estación y tormentas de corta duración en otras. Una alternativa de aproximación es realizar cálculos de escorrentía usando un número de duraciones de tormenta de diseño asumidas. Con esta aproximación, el ingeniero puede seleccionar la duración de la tormenta que da lugar al pico de la avenida calculada más grande y/o volumen de escorrentía. [4]

### **Distribuciones Temporales Sintéticas para el Perú**

En nuestro país no existe ningún estudio para la elaboración de hietograma sintético, que permita la obtención de un hietograma de precipitación total de diseño para realizar la transformación precipitación escorrentía en una determinada cuenca de estudio.

Únicamente se cuenta con las formulaciones matemáticas del IILA - SENAMHI - UNI, que permite determinar precipitaciones e intensidades para diferentes duraciones y periodos de retorno, los mismos que combinados con el método de bloques alternos, permitirían la determinación de un hietograma de precipitación total de diseño para una determinada cuenca de estudio en nuestro país.

A partir de la presente investigación se desarrollará el hietogramas del SCS (NRCS), con la restricción de realizar el trabajo en una cuenca urbana pequeña, pero contar con el comportamiento real de registro de precipitaciones e intensidades en la cuenca de estudio.

### **Distribuciones temporales sintéticas de los Estados Unidos SCS (NRCS).**

Muchos métodos han sido propuestos para distribuir una profundidad de precipitación total a través de una tormenta para desarrollar un hietograma de tormenta de diseño. El SCS (NRCS) desarrolló un conjunto de distribuciones sintéticas comúnmente usadas en los Estados Unidos para crear tormentas de diseño sintéticas de 3, 6, 12 y 24 horas<sup>3</sup> La Figura 2.5 muestra gráficamente la distribución adimensional para los cuatro tipos de hietogramas sintéticos dados por el SCS.

### **Método de Bloques Alternos**

Otro método para el desarrollo de hietogramas de tormenta de diseño es el llamado método de bloques alternos. Con este método, el hietograma resultante es consistente con las

---

<sup>3</sup>SCS, 1986 - TR 55, Chapter 3 - Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products.

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

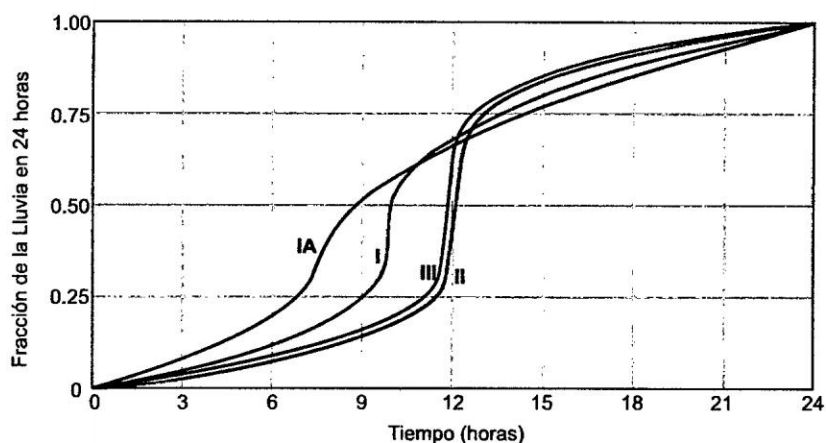


Figura 2.5: Representación Gráfica de distribuciones de precipitación SCS (NRCS).

curvas IDF para una ubicación particular y para nuestro país es desarrollado a partir de las ecuaciones del *IILA - SENAMHI - UNI*.

#### 2.3.2. Modelos de Tasas de Infiltración

La infiltración, es el proceso de penetración de agua en el suelo. La tasa (velocidad) de infiltración es simplemente que tan rápido entra el agua en el suelo. Esta tasa depende de la textura del suelo (cantidad de arena, limo y arcilla) y su estructura. Suelos en buenas condiciones tienen una estructura bien desarrollada y poros continuos a la superficie, como resultado el agua entra fácilmente en estos suelos. El suelo es un depósito que almacena el agua para crecimiento vegetal. La tasa de infiltración puede ser restringida por varios factores como la presencia de minerales en el suelo, la mineralogía de las arcillas, escasa materia orgánica, presencia de costras, poros o grietas, compactación y la presencia de capas impermeables en el suelo. Bajo estas condiciones el agua no entra fácilmente en el suelo y se mueve como escurrimiento o se encharca en la superficie, donde se evapora. Así menos agua es almacenada en el suelo para el crecimiento vegetal y la producción

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

de plantas decrece, resultando en menos materia orgánica en el suelo y la estructura debilitada puede disminuir aún más la tasa de infiltración.

Entre los modelos de infiltración tenemos Green - Ampt, Philip, R.E. Horton, Kostia-  
kov, Kostia-  
kov modificado, Green -Ampt explícito, método del número de curva el cual describiremos para la presente tesis.

#### Método Del Número De Curva

En la década de 1950 (Publicado en 1954 en la primera edición del Manual de Ingeniería Nacional - NEH), el Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (ahora NRCS), desarrolló un procedimiento para dividir la profundidad total de la precipitación representado por un hietograma de tormenta de diseño en abstracciones iniciales  $I_a$ , retención  $F$ , precipitación efectiva (escorrentía)  $P_e$  (SCS, 1969). Estos componentes se ilustran en la Figura 2.6

Las abstracciones iniciales consisten en todas las pérdidas de precipitación que ocurren antes del comienzo de la escorrentía superficial, incluyendo *intercepción, infiltración, y almacenamiento por depresión*. La retención se refiere a la continuación de pérdidas de precipitación que siguen a la iniciación de escorrentía superficial, que son predominantemente debido a la infiltración continua. A partir de la conservación de masa se plantea la siguiente ecuación 2.4

$$F = P - I_a - P_e \quad (2.4)$$

Dónde:  $F$  = profundidad equivalente de retención (mm),  $P$  = profundidad de precipitación total de la tormenta (mm),  $I_a$  = profundidad equivalente de abstracciones iniciales (mm),  $P_e$  = profundidad de precipitación efectiva (escorrentía) (mm).

Reordenando los términos, ecuacion 2.4 produce:

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

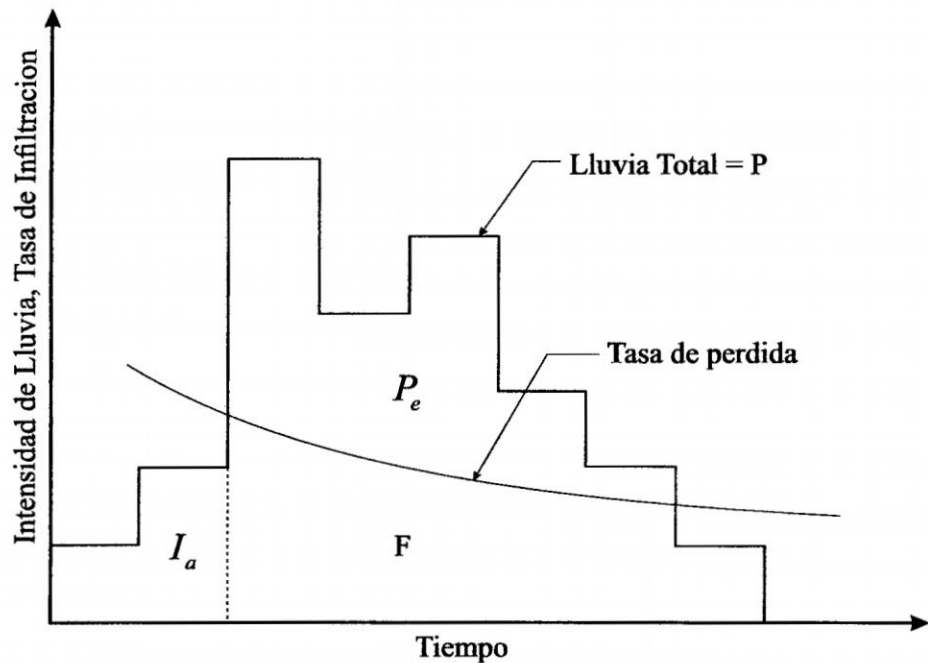


Figura 2.6: Componentes de precipitación definidos por el método del número de curva NRCS (SCS).

$$P_e = (P - I_a) - F \quad (2.5)$$

El número de curva (CN) contemplado en el método del número de curva del SCS (NRCS) es un parámetro usado para estimar la máxima retención posible (S) del suelo en el área de interés. Su valor depende de factores tales como tipo de suelo, uso de la tierra, cubierta vegetal, y contenido de humedad antes del inicio del evento de la tormenta. S no incluye abstracciones iniciales ( $I_a$ ).

Una asunción hecha en el desarrollo del método del número de curva es:

$$\frac{F}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (2.6)$$

Donde: S = máxima retención posible (plg, mm).

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

En esencia, la solución representada por la ecuación 2.3 es que la relación de la retención real a la retención posible máxima de agua durante una tormenta es igual a la relación de la precipitación efectiva a la precipitación efectiva posible máxima (precipitación total menos abstracciones iniciales). Sustituyendo la ecuación 2.1 en la ecuación 2.3 produce:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (2.7)$$

La cual es válida para valores de  $P < I_a$  los datos analizados por el SCS (NRCS) indican que  $I_a$  se relaciona a  $S$ , por medio de la relación  $I_a = 0,2S$ . Así de este modo la ecuación 2.4 llega a ser:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (2.8)$$

Cuando  $P > 0,2S$  ( $P_e = 0$ , cuando  $P \leq 0,2S$ )

Debido a que la abstracción inicial  $I_a$  consiste de intercepción, almacenamiento por depresión, e infiltración antes del inicio de la escorrentía directa, puede ser apropiado en algunas aplicaciones asumir que  $I_a = 0,1S$  ó  $I_a = 0,3S$  en lugar de  $I_a = 0,2S$ . Por ejemplo, la relación  $I_a = 0,1S$  podría ser apropiado en un área densamente urbanizado donde hay poca oportunidad para que las abstracciones iniciales ocurran. La ecuación 2.5 se debe modificar cuando la relación entre  $I_a$  y  $S$  se asume diferente de  $I_a = 0,2S$ .

El uso de la ecuación 2.7 o 2.8 en la estimación de la profundidad de precipitación efectiva durante una tormenta requiere una estimación de la retención posible máxima  $S$ . El SCS (NRCS) condujo una investigación para aproximar  $S$  para varios suelos y condiciones de cobertura. Para proporcionar a los ingenieros tablas que tengan un rango manejable de coeficientes desde 1 hasta 100, los valores originales para  $S$  fueron modificados usando la siguiente relación simple:

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

$$CN = \frac{1000}{S + 10} \quad (2.9)$$

Donde: CN = número de curva de escorrentía, S = retención posible máxima (plg)

Valores prácticos del número de curva CN están en el rango de alrededor de 30 hasta 98, con valores grandes asociados con superficies de terreno impermeables. El SCS (NRCS) ha tabulado números de curva como una función del tipo de suelo, uso de la tierra, condición hidrológica de la cuenca de drenaje, y condición de humedad antecedente.

Reordenando la ecuación 2.9, S se relaciona al número de curva de escorrentía, CN como:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.10)$$

La Figura 2.7 proporciona una solución gráfica a la ecuación 2.5 para varias profundidades de precipitación y números de curva.

El TR-55, ha presentado tablas de números de curva para cuencas urbanas y rurales, las mismas que se resumen en la presente investigación. Cuadro N° 2.1

**Grupos de Suelo.-** Los suelos en los Estados Unidos han sido clasificados por el SCS (NRCS) dentro de cuatro grupos hidrológicos: A, B, C y D. Los suelos del Grupo A tienen altas tasas de infiltración (bajo potencial de escorrentía), incluso cuando están totalmente húmedos. Típicos suelos pertenecientes al grupo A son arenas y gravas bien drenadas. Los suelos del grupo D están en el extremo opuesto del espectro, teniendo bajas tasas de infiltración (alto potencial de escorrentía). Típicos suelos del grupo D son arcillas, suelos poco profundos sobre material casi impermeable, y suelos con un alto nivel freático. Los suelos del grupo B y grupo C están en el rango medio del espectro.

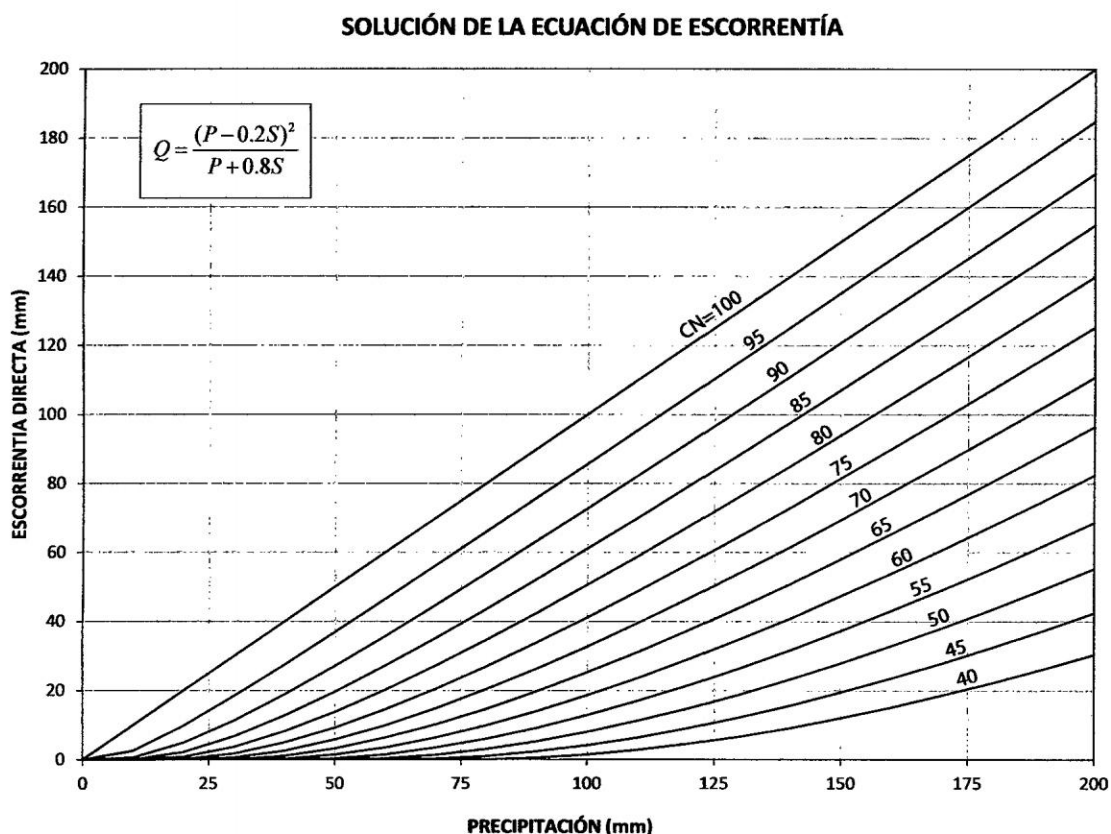


Figura 2.7: Solución de las Ecuaciones de Escorrentía del NRCS (SCS) usando el método del numero de curva y asumiendo  $I_a = 0.2S$ . Fuente: Soil Conservation Service, 1972, figura 10.1 p.10.21

**Tipo de Cobertura / Uso de la Tierra.-** Las condiciones superficiales de un área de drenaje tienen un impacto significativo sobre la escorrentía directa. Por ejemplo, en el caso de un suelo arenoso (Grupo A) completamente pavimentado con asfalto, el suelo así mismo no tendría impacto en la cantidad de escorrentía. Incluso para condiciones permeables, el tipo de cubierta juega un rol significante en la cantidad de escorrentía directa de un lugar. Por ejemplo, una gran superficie forestal dará volúmenes de escorrentía que difieren de aquellos de un jardín o un campo de arado.

**Condición Hidrológica.-** La condición hidrológica de pastizales, praderas, o pastizales

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

Cuadro 2.1: Número de curva de escorrentía para áreas urbanas.

Cobertura superficie	% imp.	Grupo de suelo			
		A	B	C	D
<b>Áreas urbanas desarrolladas</b>					
<b>Prados y parques</b>					
pasto >50 %		68	79	86	89
pasto 50 % - 75 %		49	69	79	84
pasto <75 %		39	61	74	80
<b>Calles y caminos:</b>					
Pavimentados		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89
<b>Distritos urbanos</b>					
Comercial	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
<b>Residencial:</b>					
Sitios 500 m2 o menor	65	77	85	90	92
Sitios 1000 m2	38	61	75	83	87
Sitios 2000 m2	25	54	70	80	85
Sitios 5000 m2	20	51	68	79	84
Sitios 10000 m2	12	46	65	77	82
<b>Áreas urbanas en desarrollo</b>		77	86	91	94

Fuente: SCS TR-555 Table 2-2a - Runoff curve numbers for urban areas

se define como bueno, si tiene pastoreo ligero y tiene cubierta vegetal con más del 75 % del área. A la inversa, una condición hidrológica pobre corresponde a un área de pastoreo intensivo con vegetación que cubre menos del 50 % de la superficie.

**Condición de Humedad Antecedente.-** Cuando los eventos de precipitación ocurren en sucesiones rápidas, el periodo de tiempo entre tormentas puede ser demasiado corto para los suelos a secarse a sus condiciones de humedad normal o promedio. Cuando la precipitación ocurre en suelos que están ya húmedos, el resultado neto es que los volúmenes de escorrentía directa y picos serían más grandes que lo normal. El método del Numero de Curva del SCS (NRCS) toma en cuenta esta posibilidad permitiendo al número de curva depender de una condición de humedad antecedente (AMC). Tres clasificaciones AMC existen. Condiciones normales corresponden a AMC-II. AMC-I corresponde a una condición seca, y AMC-III a una condición

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

húmeda.

Alternativamente, los números de curva correspondientes para condiciones AMC-I y AMC-III pueden calcularse de números de curva para AMC-II usando las ecuación 2.8 y 2.9 (Chow, Maidment, y Mays, 1988)[2]. El CN calculado debe ser redondeado al número entero más cercano.

$$CN_I = \frac{4,2CN_{II}}{10 - 0,058CN_{II}} \quad (2.11)$$

$$CN_{III} = \frac{23CN_{II}}{10 + 0,13CN_{II}} \quad (2.12)$$

Donde  $CN_I$ ,  $CN_{II}$ , y  $CN_{III}$  = números de curva para AMC-I, AMC-II y AMC-III, respectivamente.

**Limitaciones del Método.-** El método del número de curva es ampliamente usado en los Estados Unidos, principalmente debido a su simplicidad y fácil uso. Cabe señalar, sin embargo, que el método del número de curva tiene algunas limitaciones significativas. Tal vez el más serio de estos es que la dimensión de tiempo no sea explícitamente considerado. Las limitaciones más conocidas del método del CN son las que a continuación se listan:

- El método describe condiciones promedio, lo que lo hace útil para propósitos de diseño, pero la exactitud del método disminuye para eventos históricos.
- La ecuación del número de curva no es dependiente del tiempo, y por lo tanto ignora diferencias resultantes de la duración de precipitación variable e intensidad.
- El método no es aplicable cuando se calcula escorrentía debido a nieve o lluvia sobre suelo congelado.

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

- El método es menos exacto para profundidades de escorrentía de menos que 0.5 plg (13 mm).
- El método del CN solamente calcula escorrentía directa, no considera flujo subsuperficial o efectos de flujo subterráneo.
- Si el número de curva ponderado es menos de 40, se debe utilizar un procedimiento diferente.

#### 2.3.3. Método de Hidrogramas Unitarios

El Hidrograma unitario es un modelo empírico de mayor uso en el estudio hidrológico de cuencas naturales, normalmente usado en relación al escurrimiento directo del exceso de precipitación que inicialmente fue propuesto por Sherman en 1932. Sherman clasificó la escorrentía total en escorrentía directa o superficial y en escorrentía subterránea o flujo base, pero para definir el HU sólo usa la primera. El HU se define como aquél proveniente de la aplicación de una unidad (1mm) de precipitación efectiva (exceso de lluvia), generado uniformemente sobre el área de toda la cuenca a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva. Para ilustrar este concepto se muestra la Figura 2.8

#### Método Del NRCS

El HU del SCS, usa un HU adimensional que se basa en un análisis extenso de datos medidos, fue desarrollado por Víctor Mockus. Los HUs fueron evaluados para un gran número de cuencas y luego hechos adimensionales mediante la división de todas las ordenadas de descarga por la descarga pico y todas las ordenadas de tiempo por el tiempo al pico. Luego fue calculado un promedio de estos HUs adimensionales. El tiempo base del HU adimensional fue aproximadamente cinco veces el tiempo al pico, y aproximadamente 3/8 del volumen total ocurrió antes del tiempo al pico. El punto de inflexión de la rama

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

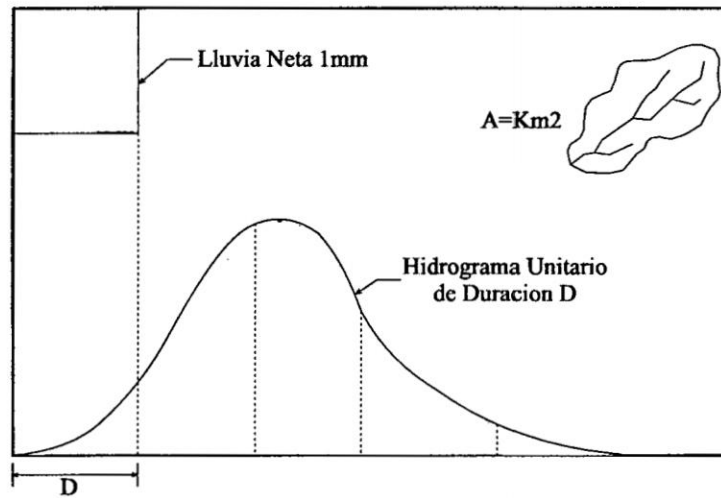


Figura 2.8: Hidrograma Unitario

de recesión ocurrió en aproximadamente 1,7 veces el tiempo al pico, y el HU tuvo una forma curvilínea (McCuen, 2005). El HU adimensional promedio se muestra en la Figura 2.9

El HU curvilíneo se puede aproximar por un HU triangular que tiene características similares. La Figura 2.10 muestra una comparación de los dos HUs adimensionales. Mientras el tiempo base del HU triangular es solo 8/3 del tiempo al pico (comparado a 5 para el HU curvilíneo), las áreas bajo las ramas ascendentes de los dos HU son los mismos (37,5%)<sup>1</sup>

El tiempo  $T_p$ , es estimado usando:

$$T_p = \frac{1}{2}T_r + T_i \quad (2.13)$$

Donde  $TR^2$  es la duración del exceso de precipitación y  $T_i$  es el tiempo de retraso desde el centroide del exceso de precipitación hasta el pico del hidrograma de escorrentía.

<sup>1</sup>PONCE. Debido a que  $T_{bt}/T_p$  se mantiene constante e igual a 8/3, así como también  $t_l/t_c$  se mantiene constante e iguala 6/10, el método debe limitarse a áreas en el orden de 2,5 a 250  $Km^2$ .

<sup>2</sup>CHIN NRCS recomienda que  $TR$  no exceda  $2/10T_c$  ó  $3/10T_p$  para que el HU adimensional del NRCS sea válido.

2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

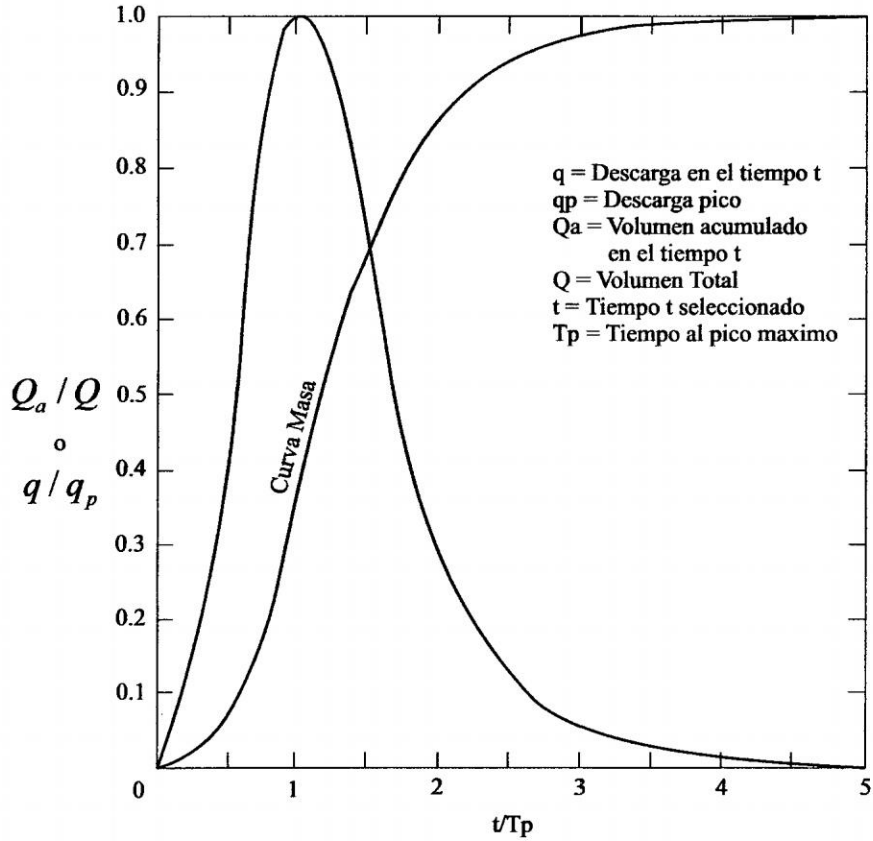


Figura 2.9: Hidrograma Unitario Adimensional

Donde  $T_l$  esta en horas,  $L$  es la longitud del curso principal hasta la divisoria de la cuenca (ft) y  $S$  es la retención potencial máxima (in) dado por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.14)$$

donde  $CN$  es el número de curva,  $Y$  es la pendiente promedio de la cuenca (%). El número de curva de la ecuación 2.11 se debe basar en la condición de escorrentía antecedente II (AMCII), desde que está siendo usado como una medida de la rugosidad superficial y no como escorrentía potencial (Chin, 2006). La ecuación 2.10 es aplicable a números de

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

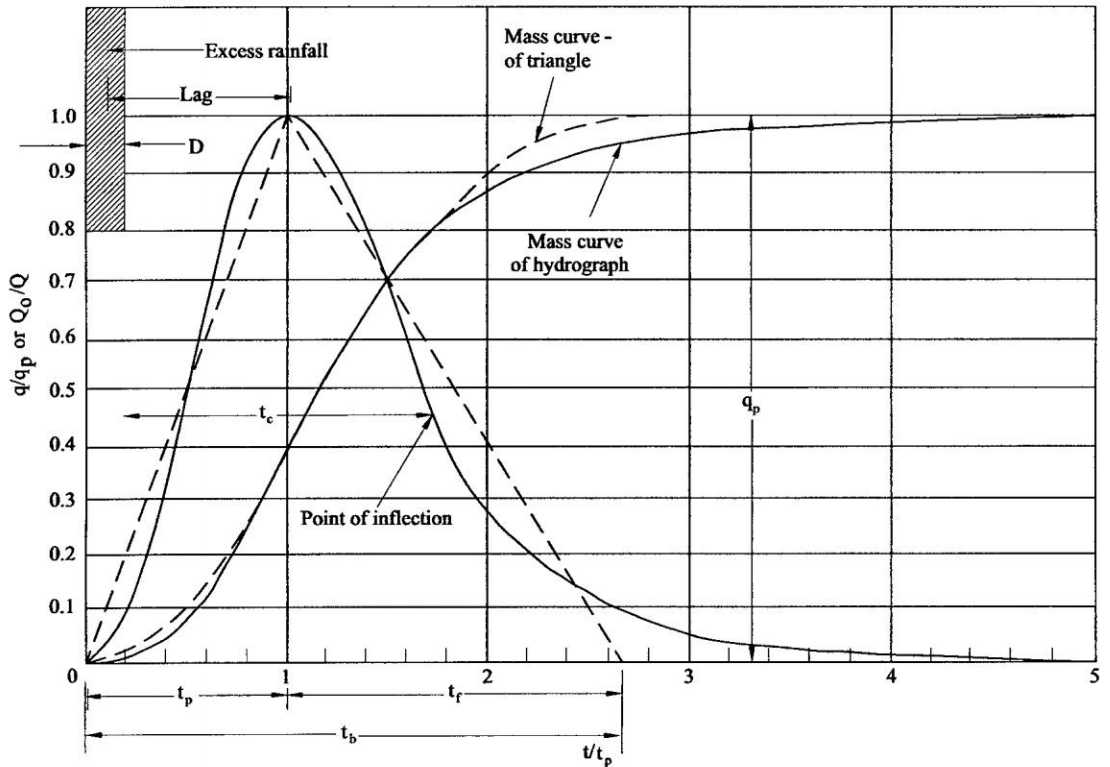


Figura 2.10: Hidrograma unitario curvilíneo adimensional y hidrograma triangular equivalente.

curva entre 50 y 95, y áreas de cuenca menores que 8Km<sup>2</sup>, de lo contrario se debe usar la ecuación 2.9 para estimar el tiempo de retraso,  $T_l$  (Ponce, 1989).

Teniendo en cuenta el HU triangular de la Figura 2.10, se tiene la siguiente fórmula:

$$A.h = \frac{1}{2}q_p \left( \frac{8}{3}T_p \right) \quad (2.15)$$

Si la profundidad de escorrentía  $h$ , es 1 cm,  $A$  esta en Km<sup>2</sup>, y  $q_p$  esta en (m<sup>3</sup>/s)/cm, y  $T_p$  está en horas, entonces la ecuación 2.12 nos da la escorrentía pico en ambos el hidrograma

2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

Cuadro 2.2: Ordenadas del Hidrograma Unitario Adimensional del NRCS (SCS) (SCS, 1969).

T/Tp	Q/Qp	T/Tp	Q/Qp	T/Tp	Q/Qp
0	0	1.1	0.99	2.4	0.147
0.1	0.03	1.2	0.93	2.6	0.107
0.2	0.1	1.3	0.86	2.8	0.077
0.3	0.19	1.4	0.78	3	0.055
0.4	0.31	1.5	0.68	3.2	0.04
0.5	0.47	1.6	0.56	3.4	0.029
0.6	0.66	1.7	0.46	3.6	0.021
0.7	0.82	1.8	0.39	3.8	0.015
0.8	0.93	1.9	0.33	4	0.011
0.9	0.99	2	0.28	4.5	0.005
1	1	2.2	0.207	5	0

Fuente: SCS TR-55 Table

unitario curvilíneo y la aproximación triangular:

$$q_p = 2,08 \frac{A}{T_P} \quad (2.16)$$

**Tiempo de Concentración.-** Se refiere al tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer la distancia entre el punto hidráulicamente más alejado, hasta el punto de interés o salida de la cuenca. Además, se puede definir como el tiempo que transcurre desde el comienzo de la lluvia hasta el instante en que se produce el caudal máximo, es decir; en que toda la cuenca contribuye a la escorrentía directa.

Para el cálculo del tiempo de concentración se puede utilizar las ecuaciones propuestas:

- Ecuación de Kirpich:

$$T_c = \left( \frac{0,87L^3}{S} \right)^{0,385} \quad (2.17)$$

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

- Ecuación de Temez:

$$T_c = 0,3 \left( \frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (2.18)$$

Donde: L = Longitud del cauce principal (Km), S = Pendiente del cauce principal (m/m),  
Tc = Tiempo de concentración (hr).

#### 2.3.4. Transito de Hidrogramas

Se trata de conocer cómo evoluciona un Hidrograma a medida que discurre a lo largo de un cauce o través de un depósito o embalse.

También se habla de transito de avenidas o se utiliza la expresión transitar una avenida (En inglés Hydrograph Routing o Flow Routing).

Supongamos que en el extremo de un canal seco arrojamos un volumen de agua figura 2.11. El pequeño Hidrograma generado será inicialmente más alto y de menor duración (posición A del dibujo) y a medida que avanza, el mismo volumen pasara por los puntos B y C cada vez con un Hidrograma más aplanado. Suponemos que no exista pérdida de volumen (por infiltración o evaporación), de modo que el área comprendida bajo los tres hidrogramas será idéntica.

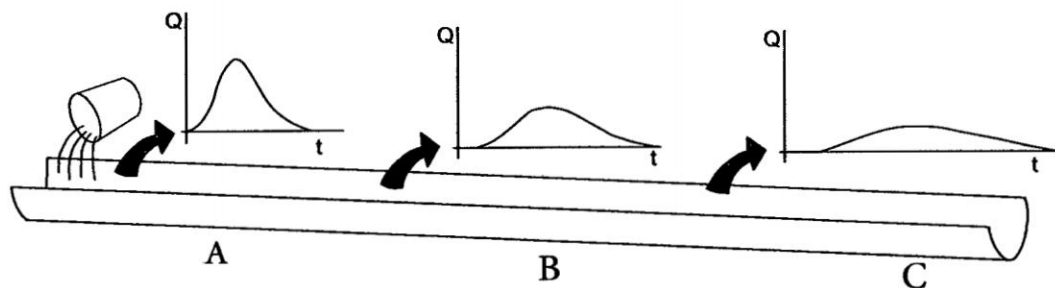


Figura 2.11: Transito de Hidrogramas.

### Modelo de Onda Cinemática

La rápida modernización de un drenaje pluvial ha forzado a hidrólogos a desarrollar una variedad de métodos para analizar problemas en Hidrología Urbana. Problemas que envuelven ambos criterios de diseño y administración de las decisiones son generalmente tan complejos que requieren aplicación de modelos matemáticos. Los modelos matemáticos que han sido más comúnmente usados dependen de las técnicas básicas de gráficos unitarios para modelar la aplicación y distribución de precipitación como lluvia o nieve, calcular la precipitación y pérdidas de nieve y exceso, y determinar los hidrogramas de salida de una subcuenca. Aunque estos modelos que se basan en el desarrollo de un hidrograma unitario representativo son frecuentemente aplicados y han sido usados exitosamente, es difícil asociar las propiedades físicas de la cuenca a ser modelada a los parámetros necesarios para desarrollar un hidrograma unitario. Es aún más difícil definir algunos de los parámetros tales como el tiempo de concentración  $T_c$  y coeficiente de almacenamiento  $R$  del hidrograma unitario de Clark o  $C_t$  y  $C_p$  del hidrograma unitario de Snyder para cuencas que no tienen datos registrados (USACE-1993 Introduction and application of kinematic wave routing techniques using HEC-1). El método de onda cinemática de tránsito superficial y flujo en canales fue elegido como una opción de tránsito adicional para usar en el programa HEC-HMS por varias razones:

1. Aunque simple en forma, la teoría de onda cinemática ofrece los beneficios de respuesta no lineal sin la necesidad de un procedimiento excesivamente complicado o una solución costosa.
2. Para los propósitos de modelación de flujo superficial no permanente, algún modelo requeriría considerables ajustes de sus parámetros para tener en cuenta las complejidades de la cuenca y los flujos específicos que ocurren dentro de la cuenca. El método de onda cinemática relaciona la cuenca y características del flujo directamente a los

### *2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural*

dos parámetros de tránsito,  $\alpha$  y  $m$ . Los parámetros  $\alpha$  y  $m$  son directamente relacionados a la forma del canal, la rugosidad de la frontera y la pendiente del canal o superficie de flujo superficial. También se han realizado estudios anteriores que han desarrollado conjuntos de valores apropiados para aquellos parámetros para un rango amplio de flujo y condiciones de borde.

3. Técnicas numéricas usadas para simular flujos en ríos y superficial pueden solamente aproximar la respuesta actual del sistema real debido a la naturaleza compleja de las cuencas de drenaje natural y porque simplificaciones deben ser hechas a las matemáticas para hacer el modelo eficiente y económico a ejecutar.

La aproximación de onda cinemática ha sido demostrada ser un método eficiente y exacto de simulación de escorrentía de tormentas de agua de pequeñas cuencas para ambos flujo superficial y tránsito de corrientes en canales.

La Figura 2.12 muestra una simple cuenca para el que la escorrentía será calculada para diseño, planeamiento o regulación. Para el tránsito de onda cinemática, la cuenca y sus canales son conceptualizados como se muestra en la Figura 2.12. Esto representa la cuenca como dos superficies planas sobre el cual el agua corre hasta que alcanza el canal. El agua luego fluye abajo del canal hasta la salida. En una sección transversal, el sistema podría asemejarse a un libro abierto, con el agua corriendo en forma paralela al texto de la página (abajo de los planos sombreados) y luego dentro del canal que sigue la cubierta central del libro.

Para modelar cuencas urbanas, el concepto incorporado dentro de HEC-1 (HEC-HMS) usa varios elementos tales como planos de flujo superficial, canales colectores, y canales principales para transitar la onda cinemática 2.13.

Aunque las ecuaciones diferenciales básicas capaces de describir flujo no permanente gradualmente variado unidimensional fueron originalmente desarrolladas un siglo antes, solo

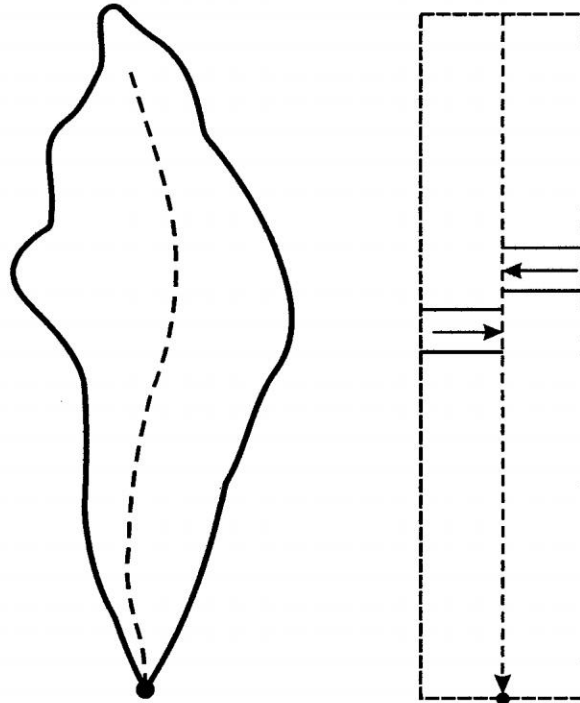


Figura 2.12: Cuenca simple con representación del modelo de onda cinemática.

han sido recientemente aplicados (dentro de los últimos treinta a cuarenta años) para problemas de ingeniería hidrológica general debido a que no fue posible resolver estas ecuaciones eficientemente sin un computador de alta velocidad. La mecánica de flujo no permanente en canales abiertos puede expresarse matemáticamente en términos de las ecuaciones desarrolladas en 1870 por St. Venant, las mismas que se describen a continuación:

#### Continuidad canales de ancho unitario

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = q_L + (i - f) \quad (2.19)$$

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

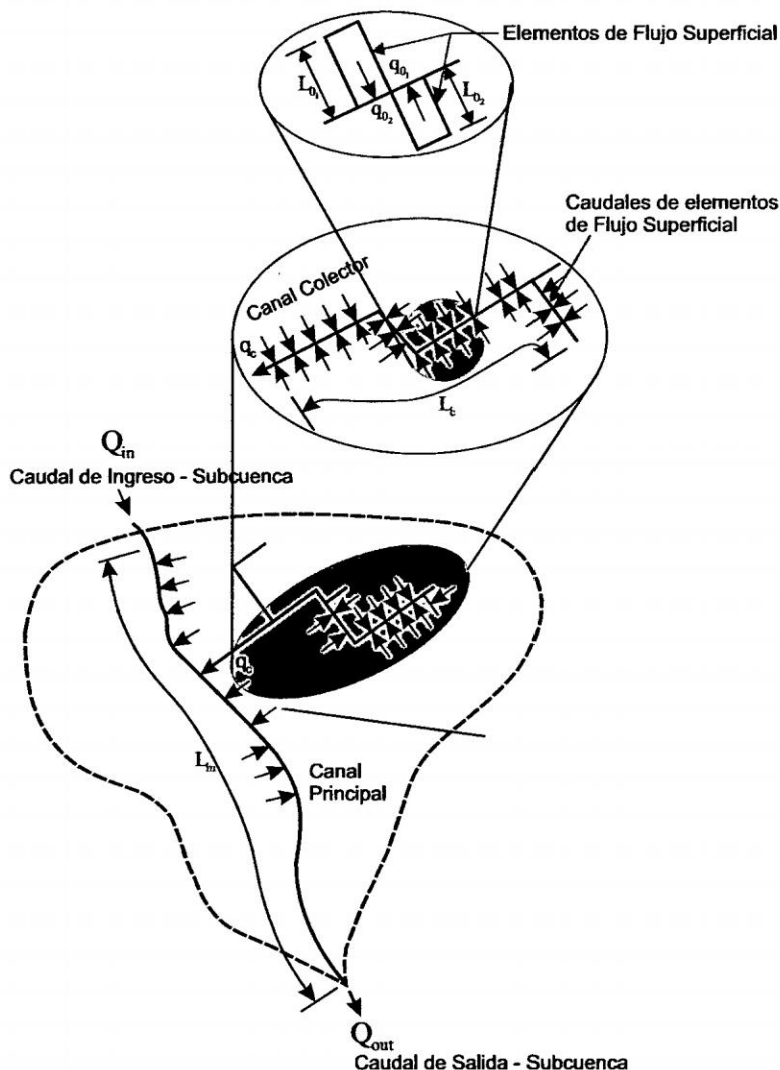


Figura 2.13: Relaciones entre elementos de flujo.

#### Momentum

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_o - S_f) - q_L \frac{(u - v)}{y} \quad (2.20)$$

Donde:  $g$  = aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ),  $y$  = profundidad media (m),  $q$  = descarga por unidad de ancho del canal ( $cms/m$ ),  $x$  = distancia medida en la dirección del flujo aguas abajo (m),  $t$  = tiempo (seg),  $u$  = componente x de la velocidad media (m/s),  $i$  =

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

intensidad de precipitación (m/s),  $f$  = tasa de infiltración (m/s),  $S_0$  = pendiente promedio del fondo (m/m),  $S_f$  = pendiente de fricción definida por la ecuación de Manning,  $v$  = componente x de velocidad para descarga lateral.

Recordando que las ondas cinemáticas ocurren cuando los términos dinámicos en la ecuación de momentum son despreciables. Esto permite asumir que la pendiente del lecho es aproximadamente igual a la pendiente de fricción ( $S_0 = S_f$ ). Bajo estas condiciones y si no hay efectos de curva de remanso apreciable, la descarga se puede describir como una función de área solamente, para todo el campo  $x, t$ .

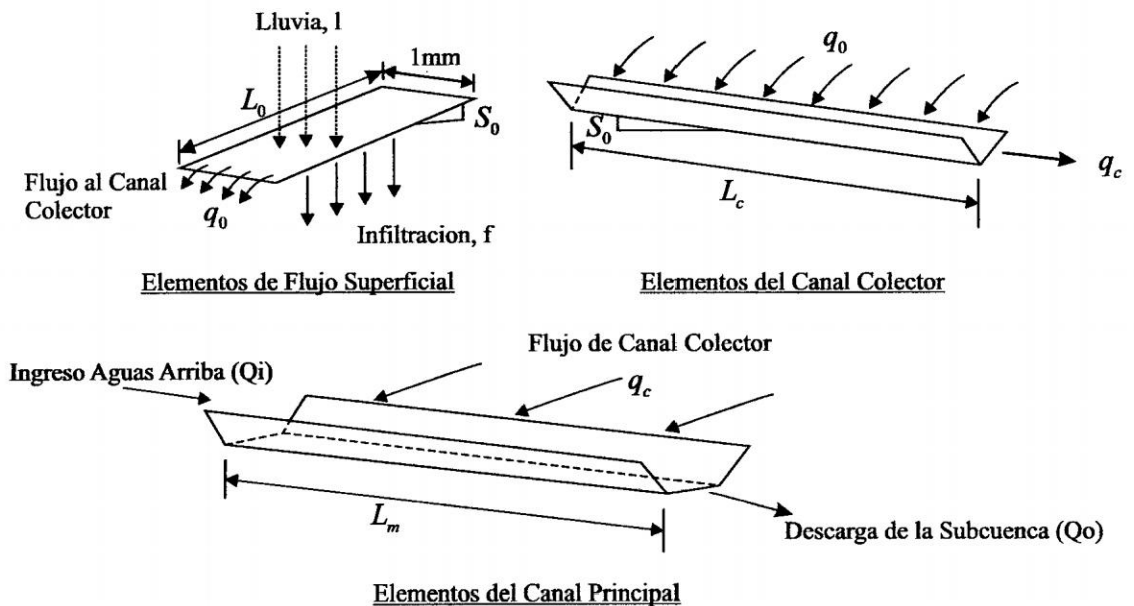


Figura 2.14: Elementos usados en cálculos de onda cinemática, Introduction and application of kinematic wave routing techniques using HEC-1

Teniendo en cuenta que  $N$  ha sido reemplazado con un  $N$  apropiado que describe las propiedades de la escorrentía superficial que está siendo modelada. Los valores de  $N$  son usualmente más grandes que el  $n$  de Manning. La Tabla 1 presenta rangos sugeridos de

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

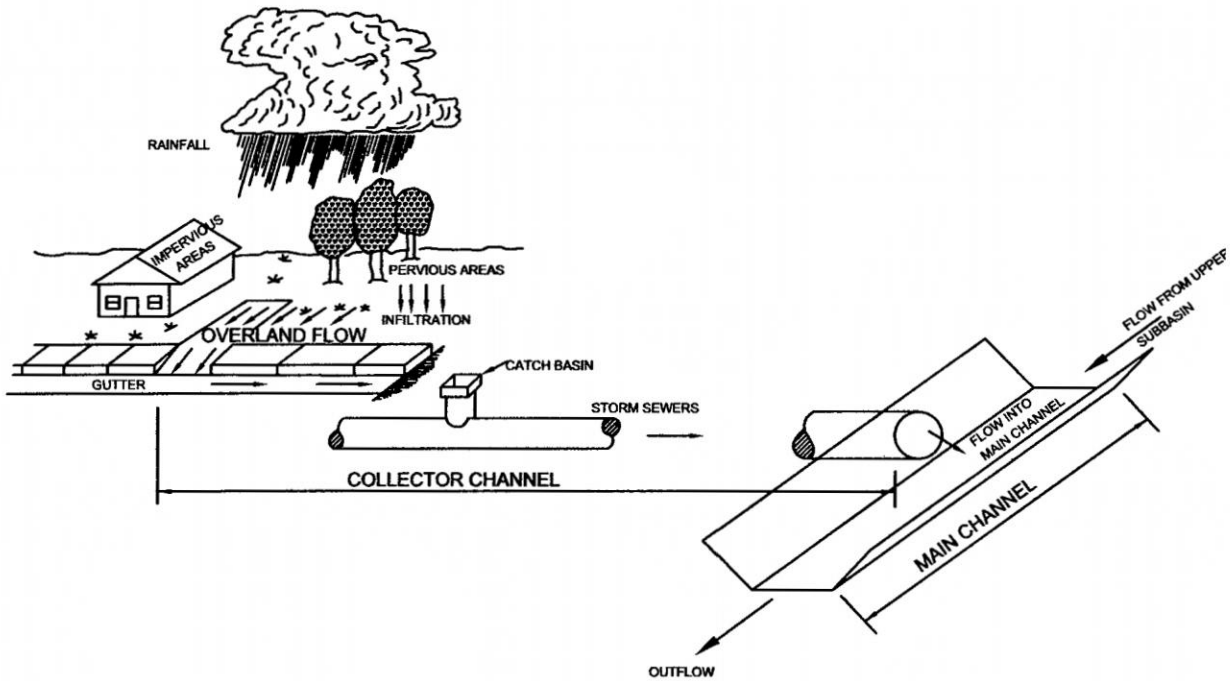


Figura 2.15: Patrón de drenaje urbano típico. (Introduction and application of kinematic wave routing techniques using HEC-1).

valores para  $N$  para varias condiciones superficiales. Estos valores fueron obtenidos de investigaciones previas en campo y laboratorio para flujo superficial.

Teniendo en cuenta que la descarga representada por la ecuación (8) es por un ancho unitario, se puede sustituir el previamente definido  $Q$  por  $q$ , para obtener la descarga en términos de flujo por ancho unitario.

La ecuación de continuidad está dada por:

$$\frac{\partial q}{\partial y} + \frac{\partial y}{\partial t} = i - f \quad (2.21)$$

Cantidad de movimiento (o equilibrio de fuerzas) está dado por:

$$q = \frac{y^{5/3} S_0^{1/2}}{N} \quad (2.22)$$

2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

Cuadro 2.3: Parámetros de resistencia efectivos para flujo superficial.

Superficie	Valor N	Código
Asphalt/Concrete	0.005 - 0.15	a
Bare Packed Soil Free of Stone	0.1	c
Fallow - No Residue	0.008 - 0.012	b
Conventional Tillage - No Residue	0.06 - 0.12	b
Conventional Tillage - With Residue	0.16 - 0.22	b
Chisel Plow - No Residue	0.06 - 0.12	b
Chisel Plow - With Residue	0.10 - 0.16	b
Fall Disking - With Residue	0.30 - 0.50	b
No Till - No Residue	0.04 - 0.10	b
No Till (20-40 percent residue cover)	0.07 - 0.17	b
No till (60-100 percent residue cover)	0.17 - 0.47	b
Sparse Rangeland with Debris:		
0 Percent Cover	0.09 - 0.34	b
20 Percent cover	0.05 - 0.25	b
Sparse Vegetation	0.053 - 0.13	f
Short Grass Prairie	0.10 - 0.20	f
Poor Grass Cover on Moderately Rough	0.3	c
Bare Surface		
light Turf	0.2	a
Average Grass Cover	0.4	c
Dense Turf	0.17 - 0.80	a,c,e,f
Dense Grass	0.17 - 0.30	d
Bermuda Grass	0.30 - 0.48	d
Dense Shrubbery and Forest Litter	0.4	a

Fuente: Introduction and application of kinematic wave routing techniques using HEC-1

Donde:  $N$  = Coeficiente de rugosidad, del plano de flujo superficial,  $i$  = Intensidad de lluvia,  $S_0$  = Pendiente,  $f$  = Tasa de infiltración,  $q$  = Caudal unitario,  $y$  = Tirante del flujo.

Derivando la ecuación de equilibrio se tiene:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5 y^{2/3} S_0^{1/2}}{3 N} \quad (2.23)$$

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5 y^{5/3} S_0^{1/2}}{3 y N} = \frac{5 q}{3 y} = \frac{5}{3} v = c \quad (2.24)$$

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

Donde:  $c$  = Es la celeridad con que se propaga una perturbación, en este caso una onda de caudal, por efecto exclusivo de la gravedad y de la fricción

Combinando esta ecuación con la de continuidad, tenemos:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = c(i - f) \quad (2.25)$$

La ecuación se puede resolver mediante diferencias finitas como se muestra en la Figura 2.16

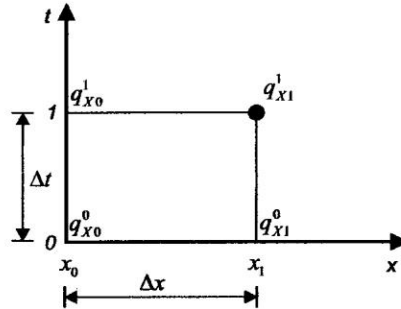


Figura 2.16: Esquema de solución mediante diferencias finitas.

Por lo que la ecuación del movimiento queda de la siguiente manera:

$$\frac{q_{x_1}^1 - q_{x_0}^0}{\Delta t} + c \frac{q_{x_1}^1 - q_{x_0}^1}{\Delta x} = c(i - f) \quad (2.26)$$

$$\frac{q_{x_1}^1 - q_{x_0}^0}{\Delta t} + \left( \frac{5}{3} q_{x_1}^{12/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) \frac{q_{x_1}^1 - q_{x_0}^1}{\Delta x} = \left( \frac{5}{3} q_{x_1}^{12/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) (i - f) \quad (2.27)$$

Para resolver esta ecuación es necesario proveerle de sólo una condición de contorno, la de aguas arriba. En este caso se toma un caudal nulo en el extremo de aguas arriba del plano.

### 2.3.5. Proceso De Convolucion Discreta Para Obtencion Del Hidrograma de Escorrentia

La ecuación de convolución discreta permite el cálculo de la escorrentía directa  $Q_n$  dado un exceso de lluvia  $P_m$  y el Hidrograma unitario  $U_{n-m+1}$

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (2.28)$$

El proceso inverso, llamado deconvolución, es necesario para deducir un Hidrograma unitario dada una información de  $P_m$  y  $Q_n$ . Supóngase que existen M pulsos de exceso de lluvia y N pulsos de escorrentía directa en la tormenta considerada; luego pueden escribirse N ecuaciones para  $Q_n$ ,  $n= 1,2,\dots, N$ , en términos de N-M+1 valores desconocidos del Hidrograma unitario, tal como se muestra acontinuacion:

$$\begin{aligned} Q_1 &= P_1 U_1 \\ Q_2 &= P_2 U_1 + P_1 U_2 \\ Q_3 &= P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3 \\ &\vdots \\ Q_M &= P_M U_1 + P_{M-1} U_2 + \dots + P_1 U_M \\ Q_{M+1} &= 0 + P_M U_2 + \dots + P_2 U_M + P_1 U_{M+1} \\ &\vdots \\ Q_{N-1} &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + P_M U_{N-M} + P_{M-1} U_{N-M+1} \\ Q_N &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + 0 + P_M U_{N-M+1} \end{aligned}$$

### 2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

Dónde:  $Q_n$  = Escorrentía Directa de la cuenca,  $M$  = Número total de pulsos de precipitación neta,  $N$  = Pulsos de escorrentía directa,  $U_{n-m+1}$  = Hidrograma Unitario descrito en el tiempo  $(n-m+1) \Delta t$ ,  $U_{n-m+1}$  = tiene las dimensiones de caudal por unidad de profundidad.

Estas ecuaciones pueden resolverse por eliminación gaussiana, que consiste en aislar cada una de las variables desconocidas y resolverlas sucesivamente, también se puede resolver matricialmente como se muestra a continuación

Si  $P_m$  y  $Q_n$  son conocidos y se requiere  $U_{n-m+1}$ , el conjunto de ecuaciones en la matriz anterior está sobredeterminado, debido a que existen más ecuaciones ( $n$ ) que incógnitas ( $n-m+1$ ).

Una vez que se ha determinado el Hidrograma unitario, puede utilizarse para encontrar los hidrogramas de escorrentía directa y de caudal. Se selecciona un Hidrograma de lluvia, se estiman las abstracciones y se calcula el Hidrograma de exceso de lluvia. El intervalo de tiempo utilizado para definir las ordenadas del Hidrograma de exceso de lluvia debe ser el mismo que el especificado para el Hidrograma unitario. La ecuación discreta de convolución puede utilizarse para encontrar el hidrograma de escorrentía directa sumando un flujo base estimado al hidrograma de escorrentía directa se obtiene el hidrograma de caudal.

La deconvolución puede utilizarse para deducir el hidrograma unitario a partir de un hidrograma múltiple complejo, pero la posibilidad de errores o la no linealidad en la información es mayor que aquella para un hidrograma de pico único. Pueden utilizarse ajustes de mínimos cuadrados o algún método de optimización para minimizar el error en el ajuste del hidrograma de escorrentía directa.

Por medio de matrices:

2.3. Teoría sobre Transformación Precipitación - Escorrentía en una Cuenca Rural

$$\begin{bmatrix}
 P_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 P_2 & P_1 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 P_3 & P_2 & P_1 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots \\
 P_M & P_{M-1} & P_{M-2} & \dots & P_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 0 & P_M & P_{M-1} & \dots & P_2 & P_1 & \dots & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots \\
 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & P_M & P_{M-1} \\
 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & P_M
 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ \vdots \\ U_{N-M+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \vdots \\ Q_M \\ Q_{M+1} \\ \vdots \\ Q_{N-1} \\ Q_N \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

o

$$[P][U] = [Q] \quad (2.30)$$

Dados  $[P]$  y  $[Q]$ , usualmente no existe solución para  $[U]$  que arroja un  $[\hat{Q}]$ .

$$[P][U] = [\hat{Q}] \quad (2.31)$$

Que satisface todas las ecuaciones. Se busca una solución que minimice el error entre los hidrogramas observado y estimado. Se pueden hacer soluciones por regresión lineal y por optimización.

## 2.4. Modelo de Onda Cinematica Para Obtencion de Hidrogramas a Partir de Planos de Flujo Superficial

La modelación del proceso de transformación lluvia-escorrentía también puede efectuarse a través de la aplicación de las ecuaciones del movimiento del agua sobre la superficie de la cuenca. Esto permite el conocimiento en detalle de las características del flujo sobre la superficie de la cuenca, pero como contrapartida, es necesario tener información de dicha superficie con el suficiente detalle espacial. La superficie de la cuenca es simulada a través de porciones de plano inclinado, definidos por una rugosidad, una longitud, un ancho y una pendiente (Figura 2.17). El comportamiento del flujo sobre estos planos inclinados se considerará equivalente al comportamiento del mismo sobre la superficie de nuestra cuenca.

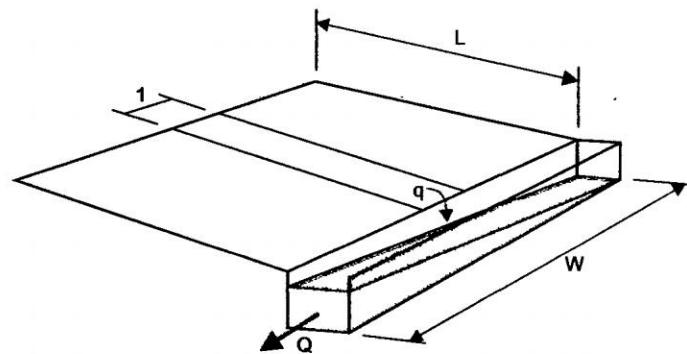


Figura 2.17: Esquema de plano inclinado para simular la escorrentía sobre la superficie de una cuenca.

El movimiento del agua puede describirse a través de las ecuaciones del flujo no permanente (Ecuaciones de Saint-Venant). Existe una simplificación de estas ecuaciones en función de considerar que sólo las fuerzas de gravedad y de fricción son relevantes en la

#### 2.4. Modelo de Onda Cinematica Para Obtencion de Hidrogramas a Partir de Planos de Flujo Superficial

descripción del movimiento, simplificación que se conoce como aproximación de la onda cinemática.

Analicemos el flujo en un plano inclinado permeable de rugosidad  $n$  y pendiente  $S_0$  que se produciría como consecuencia de una lluvia de intensidad  $i$  uniforme sobre este plano y de una tasa de infiltración  $f$  también uniforme a través del plano. El caudal unitario,  $q$  y el calado  $y$ , de dicho flujo, deben cumplir las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento (o equilibrio de fuerzas) siguientes:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = i - f \quad (2.32)$$

$$q = \frac{y^{5/3} S_0^{1/2}}{n} \quad (2.33)$$

Si derivamos la ecuación de equilibrio de fuerzas con respecto al calado, nos queda:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5}{3} \frac{y^{2/3} S_0^{1/2}}{n} \quad (2.34)$$

Que se transforma, previa multiplicación del numerador y denominador por el calado, en:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5}{3} \frac{y^{5/3} S_0^{1/2}}{yn} = \frac{5}{3} \frac{q}{y} = \frac{5}{3} v = c \quad (2.35)$$

Donde  $c$  es la celeridad con que se propaga una perturbación, en este caso una onda de caudal, por efecto exclusivo de la gravedad y de la fricción. Combinando esta ecuación con la de continuidad, podemos llegar a:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = c(i - f) \quad (2.36)$$

## 2.4. Modelo de Onda Cinemática Para Obtención de Hidrogramas a Partir de Planos de Flujo Superficial

Que es una ecuación diferencial de primer orden en términos del caudal  $q$ . si consideramos  $c = dx/dt$ , igual a la pendiente de una línea característica, se llega a que la derivada total de  $q$  en esa línea, es igual a la celeridad por la diferencia entre la intensidad  $i$  y la tasa de infiltración  $f$ :

Para resolver la ecuación, puede recurrirse a esquemas numéricos en diferencias finitas, como el representado en la Figura 2.18

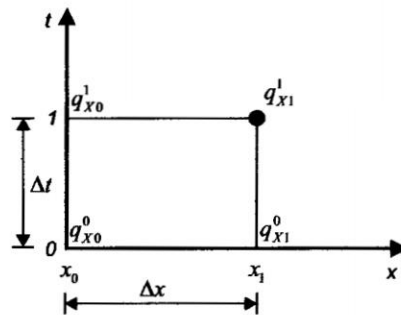


Figura 2.18: Esquema de solución en diferencias finitas para la aproximación de la onda cinemática.

Utilizando dicho esquema la ecuación del movimiento quedaría así:

$$\frac{q_{x1}^1 - q_{x1}^0}{\Delta t} + c \frac{q_{x1}^1 - q_{x0}^1}{\Delta x} = c(i - f) \quad (2.37)$$

Para resolver esta ecuación es necesario proveerle de solo una condición de contorno, la de aguas arriba. En este caso se toma un caudal nulo en el extremo aguas arriba del plano. Por su formulación, el modelo de la onda cinemática no es capaz de reproducir la influencia del flujo desde aguas abajo, lo que no debe preocupar, ya que estamos hablando de láminas de agua de, a lo sumo, pocos centímetros. Tampoco es capaz este modelo de reproducir los efectos de laminación o atenuación, aspecto que puede deducirse considerando nulos tanto la contribución de la precipitación,  $i=0$ , como la de la infiltración,  $f=0$ , con lo que la ecuación quedaría:

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

Lo cual significa que el caudal es constante a lo largo de la línea característica.

El caudal unitario  $q$  obtenido de la aplicación de esta metodología es el resultante en el extremo aguas abajo del plano inclinado y será el que reciba, por ejemplo, el cauce principal de nuestra cuenca si es rural o el colector de la red de drenaje pluvial en el caso de una cuenca urbana. Como se vio al plantear las ecuaciones del movimiento, la información de la cuenca necesaria para aplicar este método sería, además de la intensidad de precipitación  $i$ , las características de la superficie de la cuenca (rugosidad y pendiente) y las características del suelo en el caso de que este sea permeable, necesarias para calcular la tasa de infiltración.

cuya ecuacion recursiva de solucion, para la determinacion de los tirantes y caudales en diferentes posiciones y posiciones y tiempos, semuestra a continuacion:

$$\frac{q_{x1}^1 - q_{x1}^0}{\Delta t} + \left( \frac{5}{3} q_{x1}^{1/2/5} S_0^{3/10} n^{-3/5} \right) \frac{q_{x1}^1 - q_{x0}^1}{\Delta x} = \left( \frac{5}{3} q_{x1}^{1/2/5} S_0^{3/10} n^{-3/5} \right) (i - f) \quad (2.38)$$

resolviendo esta ecuacion para cada punto de calculo, obtenemos la evolucion de los caudales en el tiempo y el espacio, para la obtencion del hidrograma de maximas avenidas en el punto de aforo ubicado a la salida del canal del plano de flujo superficial

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

La detención de aguas pluviales es el almacenamiento temporal de escorrentía en contenedores bajo el terreno, estanques, cuencos o depresiones. La detención de aguas pluviales es típicamente necesaria en los nuevos desarrollos debido a las tasas de escorrentía más altas causadas por el incremento de áreas impermeables (calles, techos, veredas, etc.). Tasas de escorrentía mayores de un lugar típicamente incrementan la severidad y frecuencia de

## *2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada*

inundaciones a las propiedades aguas abajo y estructuras de conducción. Si la esorrentía es recolectada en una obra de detención, puede ser liberado con propiedades aguas abajo de una manera controlada tal que la inundación aguas abajo y otros impactos adversos sean impedidos o aliviados. La detención de aguas pluviales es un enfoque ampliamente practicado en manejo de tormentas de agua en áreas urbanizadas en los Estados Unidos.

### **Descripcion de Detencion de Tormentas de Agua**

La Figura 2.19 ilustra los conceptos básicos envueltos en un análisis de detención de tormentas de agua. Un hidrograma de esorrentía de ingreso desde uno o más áreas de drenaje contribuyentes es dirigido a una obra de almacenamiento, en este caso, un pozo de detención. La esorrentía es entonces puesta en libertad desde el pozo en una forma controlada, a una tasa más baja a través de una estructura de salida diseñada apropiadamente, tal como una alcantarilla. El resultado es un hidrograma de salida del pozo que es sustancialmente más plano (tiene la descarga pico más bajo) que el hidrograma de ingreso.

### **Ventajas de la Implementación de Pozos de Detención**

La detención de aguas pluviales es mandada por ley para nuevos desarrollos de terrenos en muchas jurisdicciones dentro de los Estados Unidos. El propósito de la detención requerida es para reducir los daños de avenidas limitando las descargas pico post desarrollo a ser igual o menos que aquella que ocurrió antes del desarrollo, o para una tasa basada en el criterios especificado por las autoridades de tormentas de agua aplicables al lugar. Sin embargo, incluso si estos objetivos de descarga pico se cumplen, muchos pozos de detención no mitigan el incremento en volumen de esorrentía causado por el desarrollo de la tierra. Así de este modo, con la detención, el flujo pico de un lugar no sería más

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

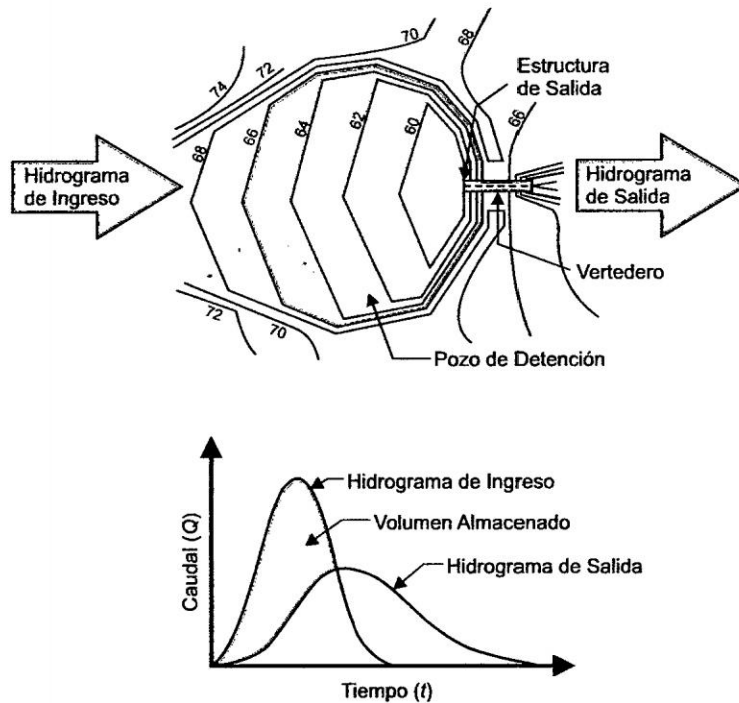


Figura 2.19: Concepto Hidrografico de un Pozo de Detencion

grande que el que fue antes del desarrollo, pero el flujo ocurriría sobre un periodo más largo.

Además de la reducción de la descarga pico, la detención de tormentas de agua mejora la calidad de agua de escorrentía de tormentas de agua. El tiempo de residencia resultante de la baja velocidad del flujo a través de un pozo de detención puede proveer suficiente tiempo para partículas en suspensión y contaminantes absorbidos hasta estabilizarse en la columna de agua.

### Detencion Versus Retencion de Tormentas de agua

El uso de los términos *Detención de tormentas de agua* y *retención de tormentas de agua* ha generado mucha confusión, y muchos ingenieros usan los términos sinónimamente. Para los propósitos de esta investigación, las obras de retención son distinguidas de las obras de detención por la ausencia de estructuras de salida. La retención de tormentas de agua

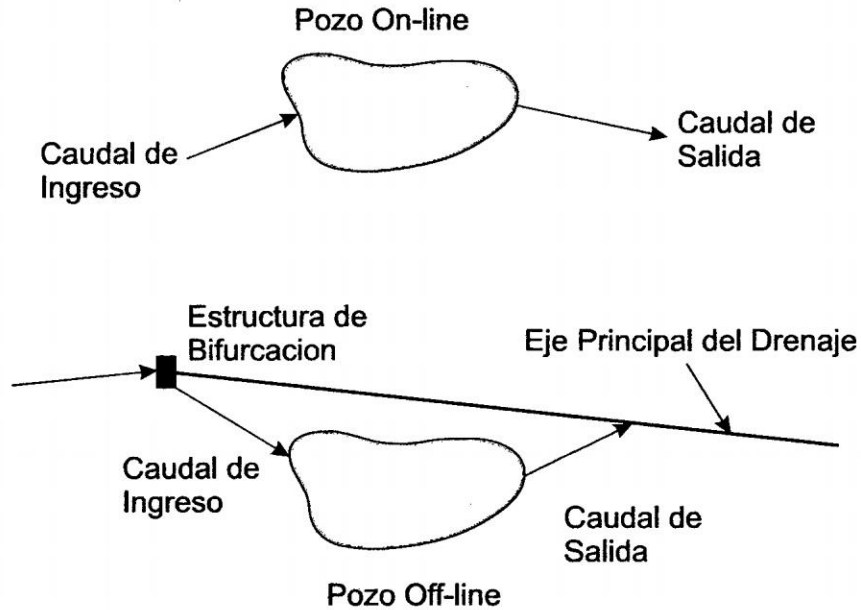
2.5. *Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada*

Figura 2.20: Online y Offline de un Pozo

envuelve la captura de toda la escorrentía desde una cuenca de drenaje, sin descarga de agua dentro de las tierras aguas abajo. Los pozos de retención son algunas veces usados en yacimientos mineros o otras áreas donde ninguna descarga es permitido por razones de calidad de agua. Ellos pueden también usarse para evitar el incremento del volumen de escorrentía de un lugar. El mecanismo de infiltración y evaporación sirve como la única descarga desde un depósito de retención.

A diferencia de los pozos de retención, los pozos de detención tienen estructuras de salida. La detención de tormentas de agua envuelve un almacenamiento temporal de escorrentía, con una tasa de liberación pico hacia aguas abajo que es sustancialmente más bajo que la tasa de descarga de ingreso pico de la obra de detención. El mecanismo de infiltración y evaporación juega un rol en la detención de tormentas de agua, pero son generalmente despreciables comparados con las tasas de descargas de ingreso y salida y son usualmente ignorados. Esta investigación solo trata de obras de detención.

### Conceptos de Modelacion de Tormentas de Agua

El diseño de detención de tormentas de agua requiere la estimación de un hidrograma de escorrentía completo, opuesto a una descarga simple pico típicamente usado en diseño de alcantarillado para tormentas de agua.

La Figura 2.21 ilustra los conceptos básicos de hidrograma asociados con la detención. El hidrograma de ingreso representa la escorrentía de una cuenca. Sus principales atributos son la tasa de descarga pico y el tiempo desde el comienzo de la tormenta hasta la descarga pico. El área bajo el hidrograma representa el volumen total de escorrentía resultante de este evento de tormenta.

En la Figura 2.21 se observa la atenuación de un hidrograma de ingreso y retraso en el pico del hidrograma debido al tránsito en la obra de detención.

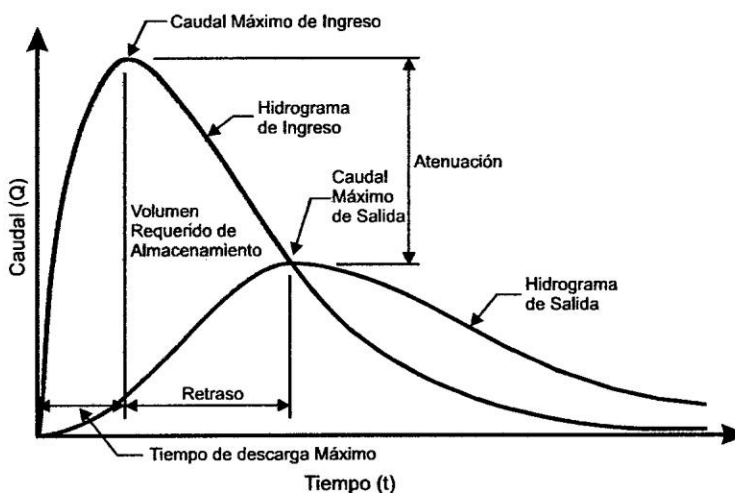


Figura 2.21: Hidrogram de Ingreso y Salida de una Estructura de Detencion

El hidrograma de salida representa la descarga de una obra de detención. El hidrograma de salida se obtiene realizando un análisis de transito sobre un pozo de detención dado, configuración de salida y hidrograma de ingreso.

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

la *atenuación* (reducción) de la descarga pico resultante de un evento de tormenta se lleva a cabo por una obra de detención o algún tipo de almacenamiento temporal. Con la reducción del pico viene un *retraso* en el tiempo en que ocurre el pico. La Figura 12.8 ilustra la atenuación y retraso. Tenga en cuenta que la descarga pico para el hidrograma de ingreso del pozo de detención es más grande y ocurre más temprano que la descarga pico para el hidrograma de salida.

El área sombreada en la Figura 2.21 bajo el hidrograma de ingreso representa el volumen máximo de agua presente en el pozo durante el evento de tormenta. Si este volumen es más grande que la capacidad de almacenamiento del pozo, el pozo se desbordará. (Un pozo de detención típicamente sería equipado con un vertedero de emergencia para manejar el desborde.)

Para un pozo con una salida no controlada por válvulas o compuertas, el pico del hidrograma de salida desde el pozo ocurriría en el punto donde el hidrograma de salida interseca la rama descendente del hidrograma de ingreso (ver Figura 2.21). Este concepto se puede usar como una verificación de la validez de un conjunto de cálculos de tránsito y puede ser razonado de la siguiente manera: antes del tiempo del punto de intersección, la tasa de ingreso es más grande que la tasa de salida, y el volumen de agua en el pozo se incrementa. Después del tiempo de intersección, el volumen disminuye debido a que la tasa de salida es más grande que la tasa de ingreso (ver Figura 2.21). Así de este modo el volumen almacenado máximo de agua en el pozo ocurre en el tiempo donde los dos hidrogramas se intersectan.

### **Datos de Transito: Almacenamiento y Relaciones Hidraulicas**

El transito del hidrograma a través de una obra de detención es el proceso de calcular un hidrograma de salida y elevaciones de superficie de agua en el pozo para un hidrograma de ingreso especificado. Además el hidrograma de ingreso, el transito del pozo

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

requiere dos tipos fundamentales de datos para describir las características hidráulicas y almacenamiento del pozo:

1. Datos de almacenamiento versus nivel para describir la forma del pozo y tamaño (debe desarrollarse a partir de datos de área superficial versus nivel).
2. Datos de descarga versus nivel para describir la conducta hidráulica de la estructura de salida del pozo.

Las siguientes subsecciones describen estas relaciones:

### **Volumen de Almacenamiento Versus Nivel**

La relación de almacenamiento versus nivel para una obra de detención relaciona la elevación de la superficie de agua del pozo (el nivel) o profundidad de agua ( $h$ ) al volumen de agua almacenado ( $S$ ). Proporciona una descripción geométrica del pozo que se usa durante el tránsito para determinar el ascenso o descenso de la elevación de la superficie de agua dado un cambio en el volumen de agua almacenada. La Figura 12.15 muestra la relación entre el nivel versus el almacenamiento.

Figura 2.22 Relación de nivel (elevación) versus volumen de almacenamiento.

Si una obra de detención tiene una forma geométrica regular (por ejemplo, este es un tanque cilíndrico), una ecuación geométrica se puede aplicar para describir la relación almacenamiento - nivel. En muchos casos, sin embargo, el ingeniero debe usar una relación área superficial - nivel para desarrollar datos de almacenamiento - nivel. Tres métodos para determinar la relación almacenamiento - nivel se presentan en esta sección: *Método del área final promedio, método cónico, e integración numérica.*

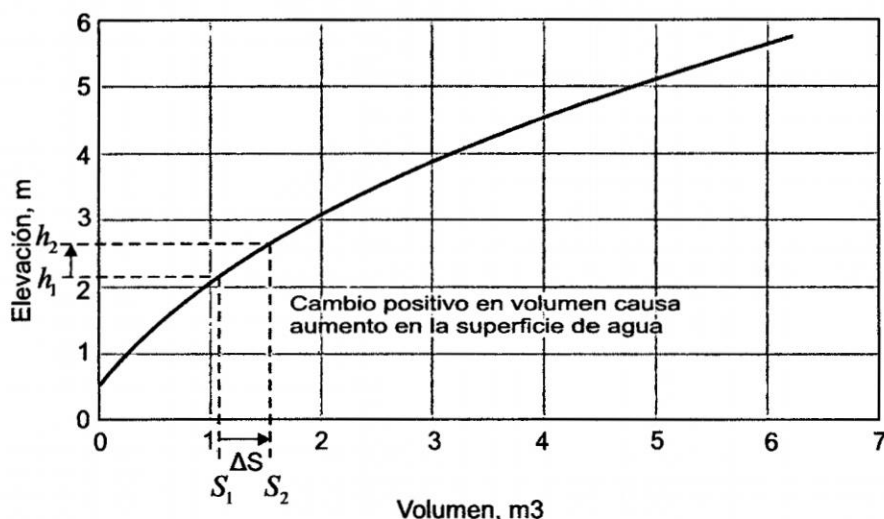


Figura 2.22: Curva Elevación versus Volumen Almacenado

### Metodo del Area Final Promedio

El método del área final promedio, también conocido como el método trapezoide, usa el mismo concepto frecuentemente usado en cálculos para estimar volúmenes de movimiento de tierras. En este método, el volumen de almacenamiento incremental AS disponible entre dos elevaciones de superficie de agua se calcula como:

$$\Delta S = \frac{A_1 + A_2}{2} (h_2 - h_1) \quad (2.39)$$

Donde: AS = cambio en volumen durante el intervalo de tiempo, \$h\_1\$ = elevación de la superficie de agua en 1 (m), \$h\_2\$ = elevación de la superficie de agua en 2 (m), \$A\_1\$ = área de la superficie de agua correspondiente al nivel \$h\_1\$ (m2), \$A\_2\$ = área de la superficie de agua correspondiente al nivel \$h\_2\$ (m2).

$$k_1 = N - SH_1$$

$$k_2 = R_n - bH_2 + ab$$

$$k_3 = R_n - bH_1 + ab$$

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

El cálculo de cantidades de almacenamiento incremental para una serie de niveles conocidos y áreas superficiales, seguido por la suma de almacenamientos incrementales, produce la relación deseada entre  $h$  y  $S$ . Una limitación del método área final promedio es que este aplica una técnica promedio lineal para describir el área superficial de un pozo, mientras, para un pozo con lados inclinados, el área superficial es en realidad una función de segundo orden (o más alto). Sin embargo, el error asociado con esta aproximación está bien dentro de los límites de error. Si más exactitud es necesaria, el método cónico descrito en la siguiente sección se puede aplicar para representar efectos de segundo orden.

### Metodo Conico

Este método aplica una geometría cónica para cada incremento de nivel para aproximar la relación no lineal entre el nivel y el área de la superficie de agua, como se ilustra en la Figura 12.16. El volumen de almacenamiento incremental entre dos niveles  $h_1$  y  $h_2$  ( $h_2 > h_1$ ) se define como:

$$\Delta S = \left( \frac{h_2 - h_1}{3} \right) (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) \quad (2.40)$$

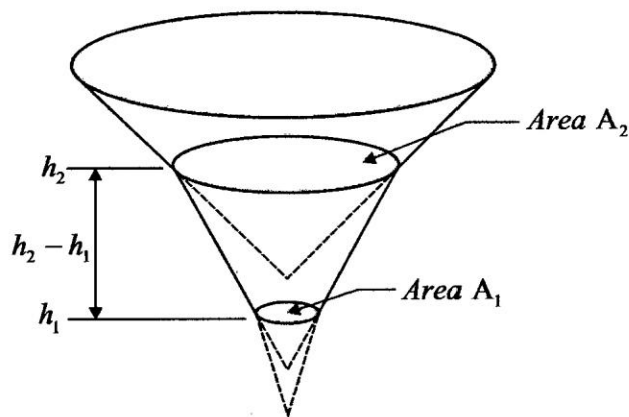


Figura 2.23: Método Cónico para el Calculo de Volumen en el Pozo

### Descarga Versus Nivel

La descarga ( $Q$ ) de una obra de detención depende del nivel ( $h$ ) de la superficie de agua y las características hidráulicas y geométricas de la salida ( $s$ ), y posiblemente de los efectos del agua de salida que pueden influenciar la hidráulica de la salida. Las características hidráulicas de la estructura de salida de un pozo son descritas mediante una relación descarga versus nivel que se aplica durante el tránsito para determinar el incremento o disminución en la descarga de salida dada un cambio en el nivel (elevación de superficie de agua). La Figura 2.24 demuestra como la información descarga - nivel se relaciona al tránsito. La relación se determina mediante el cálculo de la descarga para varios niveles de superficie de agua. La precisión de la curva se incrementa a medida que el cambio incremental en el nivel usado para calcular la relación disminuye. El diseñador debe juzgar el grado apropiado de aproximación cuando se selecciona el tamaño de incremento de nivel para el desarrollo de la curva de calibración.

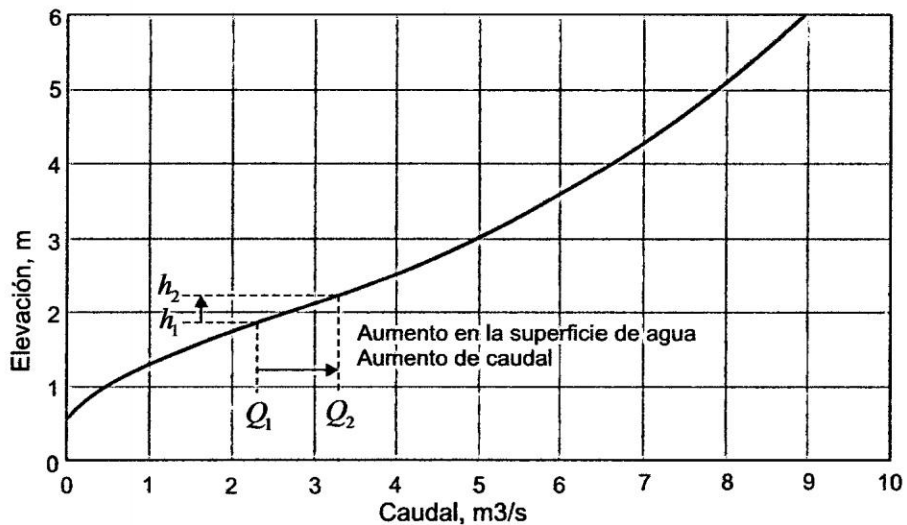


Figura 2.24: Curva Elevación versus Caudal

### Relacion Descarga Versus Nivel Compuesto para Estructuras en paralelo

La relación descarga versus nivel compuesto para un pozo de detención representa la descarga total desde un pozo (posiblemente se producen a través de varias salidas) como una función de la elevación de la superficie de agua (o profundidad). Muchos pozos de detención tienen varias estructuras de salida que trabajan independientemente el uno del otro. En esta situación, las descargas a través de varias salidas son sumadas para obtener la descarga total para cada elevación de superficie de agua (nivel) seleccionada para calcular la relación descarga versus nivel compuesto. La Figura 2.25 ilustra un conjunto de estructuras de salida que trabajan en paralelo, y la Figura 2.26 muestra la relación descarga versus nivel para esta configuración de salida.

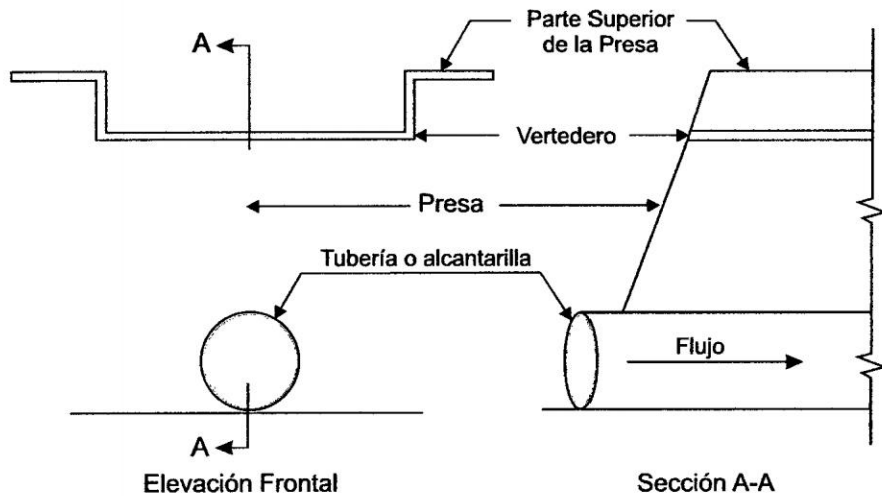


Figura 2.25: Composición de Estructuras de Salida en Paralelo

En la Figura 2.27 se ilustra un salida de un pozo con estructuras en serie. Se observa que la combinación de un alcantarilla, un vertedero V y un inlet box. Este fenómeno se muestra gróficamente cerca de la parte central de la Figura 2.28 donde se ve la relación elevación versus caudal total de salida.

2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

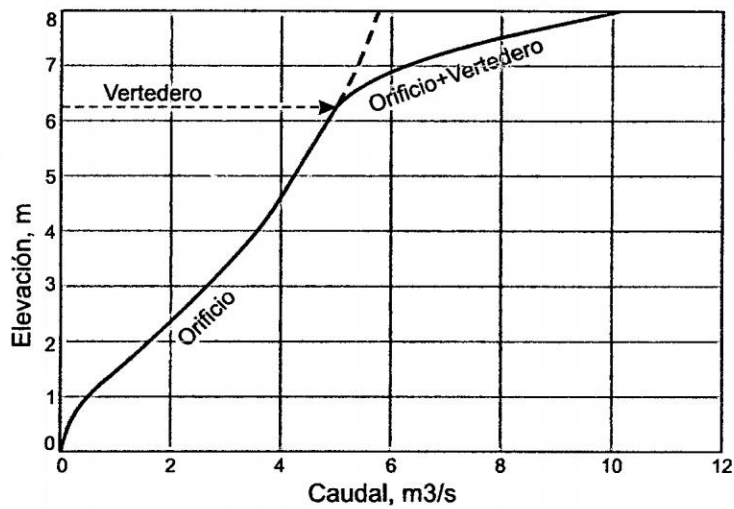


Figura 2.26: Elevación versus Caudal para Composición de Estructuras de Salida en Paralelo

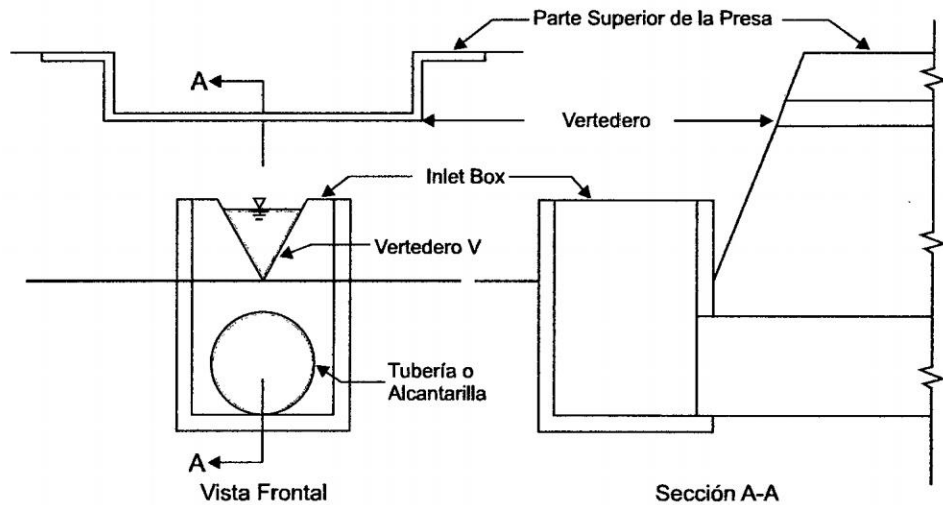


Figura 2.27: Composición de Estructura de Salida en Serie

**Calculos de Transito de Almacenamiento**

Transito es el proceso de analizar la diferencia entre el flujo de ingreso y salida del pozo para una serie de incrementos de tiempo para determinar el cambio en volumen y la elevación de la superficie de agua. La Figura 2.29 gráficamente muestra un hidrograma de ingreso y el hidrograma de salida transitado para una geometría de pozo específico (re-

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

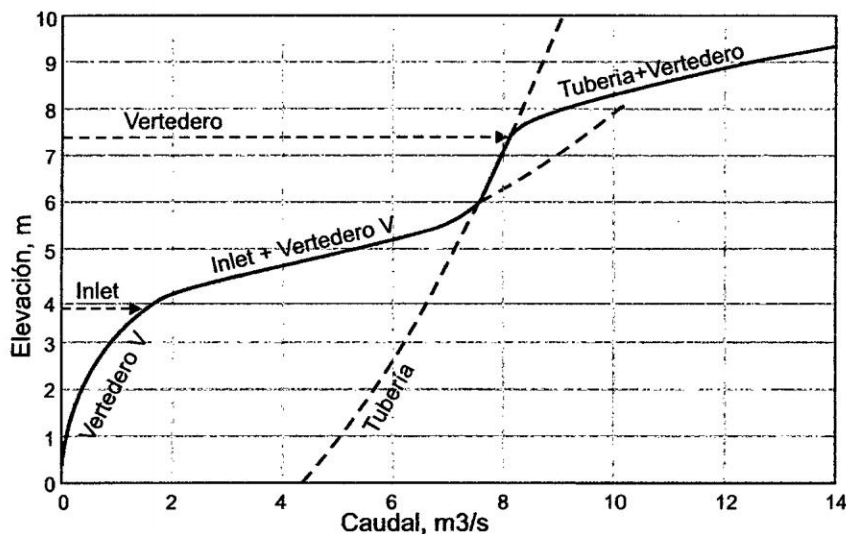


Figura 2.28: Elevación versus Caudal para Composición de Estructuras de Salida en Serie (relación de almacenamiento versus nivel), estructura de salida (relación de descarga versus nivel), y elevación de superficie de agua inicial. Fundamentalmente, el tránsito en un pozo equivale a la solución de la ecuación de conservación de masa.

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t) \quad (2.41)$$

Dónde:  $S$  = volumen de agua en el pozo en el tiempo  $t$  ( $m^3$ ),  $I(t)$  = tasa de descarga de ingreso especificado en el tiempo  $t$  ( $m^3/s$ ),  $O(t)$  = tasa de descarga de salida en el tiempo  $t$  ( $m^3/s$ ).

La ecuación 2.38 declara que el cambio en almacenamiento durante un periodo de tiempo es igual a la diferencia entre la descarga de ingreso y la descarga de salida. Existe un numero de métodos de transito disponibles para evaluar las obras de detención. En la presente investigación utilizaremos el método de indicación almacenamiento.

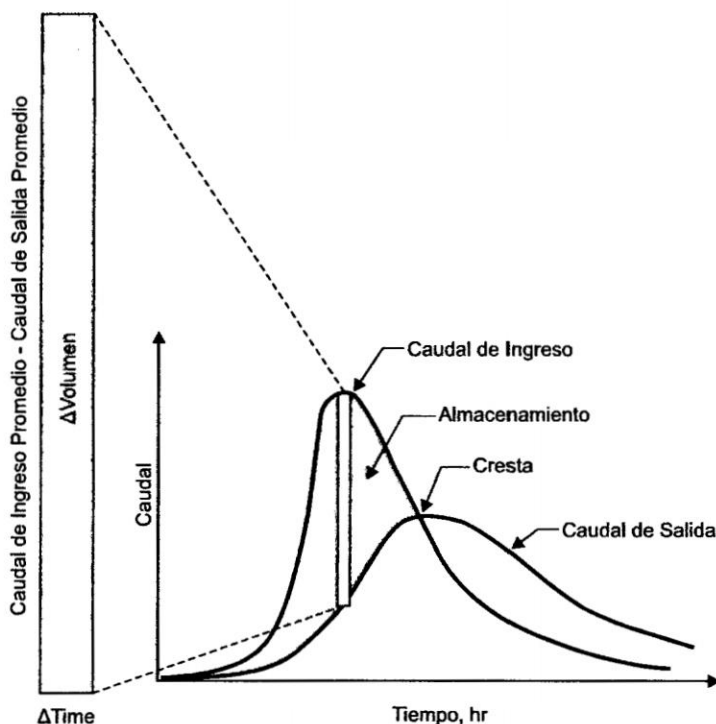


Figura 2.29: Cambio en el Volumen del pozo para un intervalo de tiempo

### Metodo de Indicacion Almacenamiento

La Figura 2.29, muestra los hidrogramas de ingreso y salida para un pozo. El grafico magnifica un incremento de tiempo para el cual el caudal de ingreso es más grande que el caudal de salida. El cambio neto en el volumen del pozo durante el incremento de tiempo es calculado como el área entre los hidrogramas para aquel incremento de tiempo (que es la diferencia en flujo multiplicada por el intervalo de tiempo). Debido a que el caudal de ingreso es más grande que el caudal de salida para este incremento de tiempo, el cambio en volumen es positivo, que significa que la superficie de agua en el pozo (nivel) está aumentando.

En el punto donde el caudal de ingreso igual al caudal de salida (que es, donde el hidrograma de ingreso y el hidrograma de salida se intersecan), el cambio en almacenamiento es cero, la elevación de la superficie de agua (nivel) es constante. Después de este punto

2.5. *Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada*

la tasa de descarga de salida es más grande que la tasa de descarga de ingreso, resultando en una pérdida neta en volumen que causa que la superficie de agua (nivel) caiga durante un intervalo de tiempo. El área sombreada en la Figura 2.29 es el área limitada para el cual el caudal de ingreso es más grande que el caudal de salida (que es, para el periodo cuando el pozo se está llenando); esta área es igual al máximo volumen almacenado.

La Figura 2.30 muestra una porción de los hidrogramas de ingreso y salida para un pozo para un periodo en el cual la descarga de ingreso es más grande que la descarga de salida. Esta figura es útil para comprender las relaciones dadas en las ecuaciones 2.42 a 2.43, las cuales son aplicables para algún periodo de tiempo, sin tener en cuenta las magnitudes relativas de las descargas de ingreso y salida.

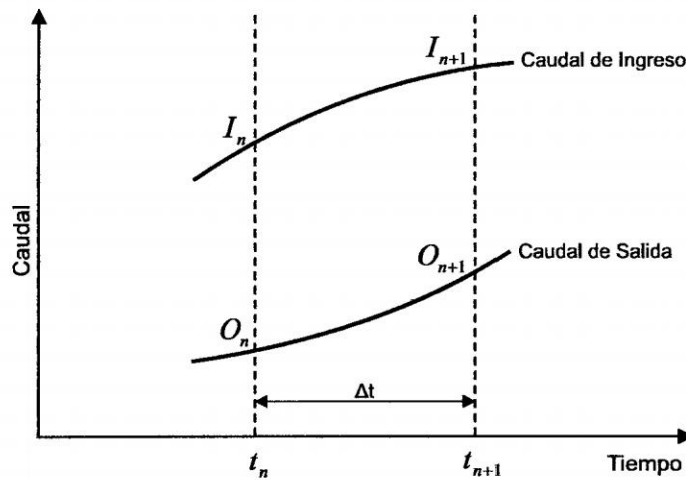


Figura 2.30: Definición para términos en aproximación de diferencias Finitas

Sobre un intervalo de tiempo  $\Delta t = t_{n+1} - t_n$ , la descarga de ingreso varía desde  $I_n$  a  $I_{n+1}$ , y por lo tanto la descarga de ingreso promedio sobre el intervalo de tiempo se puede aproximar como  $(I_n + I_{n+1})/2$ . Sobre el mismo intervalo de tiempo, la descarga de salida promedio se puede aproximar como  $(O_n + O_{n+1})/2$ . El cambio en almacenamiento sobre el intervalo de tiempo es  $\Delta S = S_{n+1} - S_n$ , y la tasa de tiempo de cambio de almacenamiento se puede aproximar como  $\Delta S / \Delta t = (S_{n+1} - S_n) / \Delta t$ . La sustitución de las tasas de

## 2.5. Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada

descarga de salida y descargas de ingreso promedio, y de la tasa aproximada de cambio de almacenamiento, en la ecuación 2.39, produce:

$$\frac{S_{n+1} - S_n}{\Delta t} = \frac{I_n + I_{n+1}}{2} - \frac{O_n + O_{n+1}}{2} \quad (2.42)$$

Dónde:  $S_{n+1}$  = almacenamiento en el tiempo  $t_{n+1}$  (m<sup>3</sup>),  $S_n$  = almacenamiento en el tiempo  $t_n$  (m<sup>3</sup>),  $\Delta t$  = cambio en tiempo,  $t_{n+1} - t_n$  (s),  $I_n$  = descarga de ingreso en el tiempo  $t_n$  (m<sup>3</sup>/s),  $I_{n+1}$  = descarga de ingreso en el tiempo  $t_{n+1}$  (m<sup>3</sup>/s),  $O_n$  = descarga de salida en el tiempo  $t_n$  (m<sup>3</sup>/s),  $O_{n+1}$  = descarga de salida en el tiempo  $t_{n+1}$  (m<sup>3</sup>/s),

Debido a que el hidrograma de ingreso es conocido en el transito del pozo de detención, los términos  $I_n$  y  $I_{n+1}$  son conocidos para cada intervalo de tiempo en el proceso de tránsito. Para el primer intervalo de tiempo, al comienzo de un evento de ingreso en el pozo, los términos  $O_n$  y  $S_n$  son también inicialmente conocidos. Note que  $O_n$  y  $S_n$  están relacionados, como para cada nivel del pozo  $h_n$  un correspondiente  $S_n$  y un correspondiente  $O_n$  existen. Reordenando la ecuación (12.4) con cantidades desconocidas en el lado izquierdo y cantidades conocidas en el lado derecho produce la llamada ecuación indicación almacenamiento:

$$\left( \frac{2S_{n+1}}{\Delta t} + O_{n+1} \right) = \left( \frac{2S_n}{\Delta t} - O_n \right) + (I_n + I_{n+1}) \quad (2.43)$$

Así de este modo, el conocimiento de las cantidades  $S_n$ ,  $O_n$  y  $I_n$  al comienzo del intervalo de tiempo (en el tiempo  $t_n$ ), así como el conocimiento de la descarga de ingreso  $I_{n+1}$  en el extremo del intervalo, se puede usar para calcular el valor del lado izquierdo de la ecuación (12.5). Sin embargo el lado izquierdo de la ecuación tiene dos variables incógnitas ( $O_{n+1}$  y  $S_{n+1}$ ). Información adicional se debe establecer para exponer la relación entre  $O_{n+1}$  y  $S_{n+1}$  de tal forma que estos dos valores se puedan determinar.

## 2.5. *Transito de Hidrogramas en Pozos de Detencion - Modelo de Piscina Nivelada*

Una curva indicación almacenamiento es un gráfico que permite determinar las dos incógnitas mediante el cálculo de la relación entre  $O$  y  $(2S/At+O)$ . Este grafico se puede construir debido a que para algún nivel  $h$  en el pozo, valores correspondientes de  $O$  y  $S$  existen, y así de este modo valores correspondientes de  $O$  y  $(2S/At +O)$  también existen. La Figura 2.30 muestra la curva indicación almacenamiento.

## Capítulo 3

# Aspectos Hidraulicos Para el Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial

### 3.1. Introducción

Esta parte de la investigación permitirá determinar el dimensionamiento de canales paralelo a la carretera y al interior de los terrenos agrícolas, dimensionamiento de alcantarillas, verificación de capacidad hidráulica de alcantarillas existentes que cruzan el Fundo Villa Toscano y sistemas de bombeo, a partir de la distribución de caudales, teniendo en cuenta la obtención de los picos obtenidos en la etapa hidrológica. Para el desarrollo de esta etapa, es necesario realizar una distribución adecuada de los caudales pico generados en cada una de las Quebradas: Moteluico y 05 formadas del Cerro Picota, a través de las alcantarillas existentes, hacia los canales de recepción hasta su disposición final en el Río Huallaga mediante sistemas de bombeo. El diseño de sistemas de canales se realizara con la ayuda del programa Bentley Flow Master v. 8i, considerando suficiente su diseño a partir de la ecuación de Manning mediante flujo uniforme por tratarse de pendientes pequeñas, máximo hasta 1 por mil. La verificación de la capacidad hidráulica de cada una

de las alcantarillas se desarrollara teniendo en cuenta el programa HY-8 v. 7.2, desarrollado por Aquaveo LLC y Environmental Modeling Research Laboratory, para lo cual es necesario las características geométricas del canal aguas abajo, del barril de la alcantarilla existente, así como el caudal pico de ingreso. Para el dimensionamiento de las alcantarillas nuevas también se utilizará el mismo programa HY-8. Para el dimensionamiento de los pozos de bombeo, se utilizará la curva masa, que permitirá mostrar los volúmenes acumuladas tanto para el caudal de oferta (escorrentía superficial), como para el caudal de demanda (bombeo) y a partir de este grafico se podrá determinar el volumen de este pozo. Finalmente para el diseño de la electrobomba a instalar en este pozo para su eliminación del agua almacenada hacia el Rio Huallaga, será necesario contar con datos propios de la zona como son: temperatura, presión atmosférica, presión de vapor, para el diseño de la tubería de succión y altura dinámica a elevar, tipo de tubería a utilizar, así como caudal para el diseño de la tubería de impulsión.

## **3.2. Hidraulicas de Canales Estables en Tierra**

El comportamiento del flujo en un canal erosionable está influido por tantos factores físicos y tantas condiciones de campo complejas e inciertas que el diseño preciso de tales canales, con el presente desarrollo del conocimiento, está por fuera del alcance de la teoría<sup>1</sup> la estabilidad de canales erosionables, la cual gobierna el diseño, depende principalmente de las propiedades del material que forma el cuerpo del canal más que de la hidráulica de flujo en el canal, únicamente. Solo después de que se obtiene una sección estable para el canal erosionable puede utilizarse la ecuación de flujo uniforme para calcular la velocidad de flujo y el caudal. Aquí se describen dos métodos de aproximación para el

---

<sup>1</sup>Notese que ciertos canales son erosionables en tanto que otros muy similares en cuanto a la geometría del canal, la hidráulica y las propiedades físicas del suelo no lo son. Un paso adicional de investigación debería ser explorar las propiedades químicas del material que forma el cuerpo del canal. Es posible que exista un intercambio ionico entre el agua y el suelo o que la hidratación del material provea una cierta unión en algunos lugares y, por consiguiente, influya en la erosión.

diseño apropiado de canales erosionables: el método de la velocidad permisible y el método de la fuerza tractiva. El método de la velocidad permisible se ha utilizado con amplitud para el diseño de canales en tierra en los estados unidos con el fin de asegurar un estado libre de socavación. El método de la fuerza tractiva ha sido utilizado algunas veces en europa; fue investigado de manera exhaustiva en el U.S. Bureau of Reclamation y se recomienda tentativamente para el diseño de canales erosionables. Nótese que cualquiera de los dos métodos, con el presente estado de conocimiento, sirve solo como una guía y no suplanta la experiencia y el criterio en ingeniería.

#### 3.2.1. Metodo de la Fuerza Tractiva

Cuando el agua fluye en un canal, se desarrolla una fuerza que actua sobre el lecho de este en la dirección del flujo. Esta fuerza, la cual es simplemente el empuje del agua sobre el area mojada, se conoce como fuerza tractiva<sup>2</sup>

En un flujo uniforme la fuerza tractiva en apariencia es igual a la componente efectiva de la fuerza gravitacional que actua sobre el cuerpo de agua, paralela al fondo del canal e igual a  $wALS$ , donde  $w$  es el peso unitario del agua,  $A$  es el area mojada,  $L$  es la longitud del tramo del canal y  $s$  es la pendiente luego, el valor promedio de la fuerza tractiva por unidad de area mojada, conocido como fuerza tractiva unitaria  $\tau_o$  es igual a  $wALS/PL=wRS$ , donde  $P$  es el perimetro mojado, y  $R$  es el radio hidraulico; es decir,

$$\tau_o = wRS \quad (3.1)$$

Notese que la fuerza tractiva unitaria en canales, excepto en canales abiertos anchos, no esta distribuida uniformemente a lo largo del perimetro mojado. Se han hecho muchos

---

<sup>2</sup>Esta tambien se conoce como fuerza cortante o fuerza de arrastre. Por lo general se cree que la idea de la fuerza tractiva fue introducida por primera vez en la literatura hidraulica por du Boys en 1879, p.149. Sin embargo, el principio de balancear esta fuerza con la resistencia del canal a un flujo uniforme fue establecida por Brahms en 1754

intentos para determinar la distribución de la fuerza tractiva en un canal. Leighly [31] trato de determinar esta distribución en muchos canales trapezoidales y en algunos canales rectangulares y triangulares, utilizando los datos publicados sobre distribuciones de velocidades en los canales. Infortunadamente, debido a la deficiencia de los datos, los resultados de su estudio no fueron muy concluyentes. En el U.S. Bureau of Reclamation, Olsen y Forey [32] y muchos otros ingenieros han utilizado la analogia de la membrana y metodos analíticos y de diferencias finitas para determinar la distribución de fuerza tractiva en canales trapezoidales, rectangulares y triangulares.

En la Figura 3.1 se muestra una distribución comun de fuerza tractiva en un canal trapezoidal resultante de un estudio de analogia de la membrana. El patron de distribución varia con la forma de la seccion, pero practicamente no se afecta por el tamaño de esta. Con base en tales estudios, se han preparado algunas curvas (Figura 3.1 que muestran las fuerzas tractivas unitarias maximas en los lados y en el fondo de diferentes secciones de canal para uso en diseño. En general, en los canales trapezoidales conformas utilizadas a menudo, la fuerza tractiva maxima en el fondo es cercana al valor  $wyS$ . Y en los lados, cercana a  $0.76wyS$ .

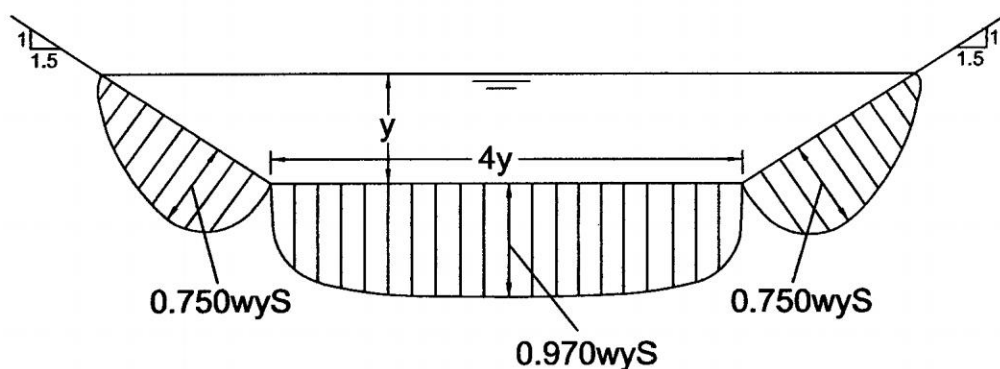


Figura 3.1: Distribución de la fuerza tractiva en una seccion trapezoidal de canal.

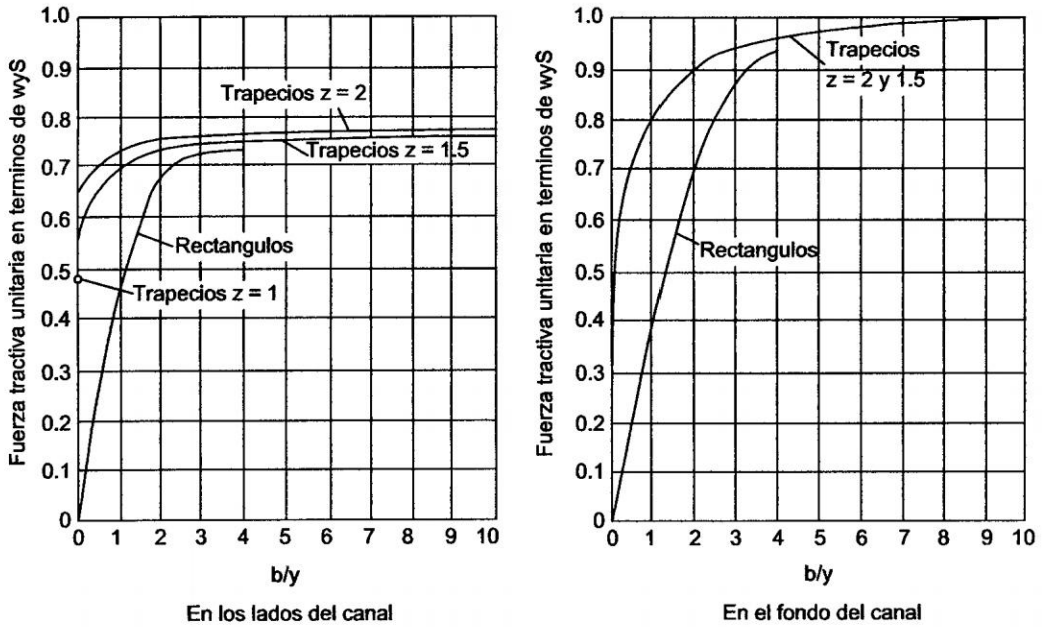


Figura 3.2: Fuerza tractiva unitaria máxima en términos de terminos de wyS.

### Relación de Fuerza Tractiva

Sobre una partícula de suelo que descansa en la pendiente lateral de una sección de canal (Figura 3.2) en la cual se encuentra fluyendo agua, actúan dos fuerzas: la fuerza tractiva a  $\tau_s$  y la componente de fuerza gravitacional  $w_s \sin \theta$  la cual hace que la partícula ruede a lo largo de la pendiente lateral<sup>3</sup>

Al resolver para fuerza tractiva unitaria  $\tau_o$ , que causa el movimiento inminente en una superficie inclinada,

$$\tau_s = \frac{w_s}{a} \cos \phi \tan \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}} \quad (3.2)$$

<sup>3</sup>El concepto del análisis tridimensional de las fuerzas de gravedad y tractivas que actúan sobre una partícula en reposo sobre una pendiente en estado de movimiento incipiente fue dado por primera vez por Forchheimer [33]. Un análisis completo de la sección de canal que utiliza este concepto fue desarrollado por primera vez por Chia-Hwa Fan [34]. El análisis también fue desarrollado por separado por el U.S. Bureau of Reclamation, bajo la dirección de E. W. Lane [29,35].

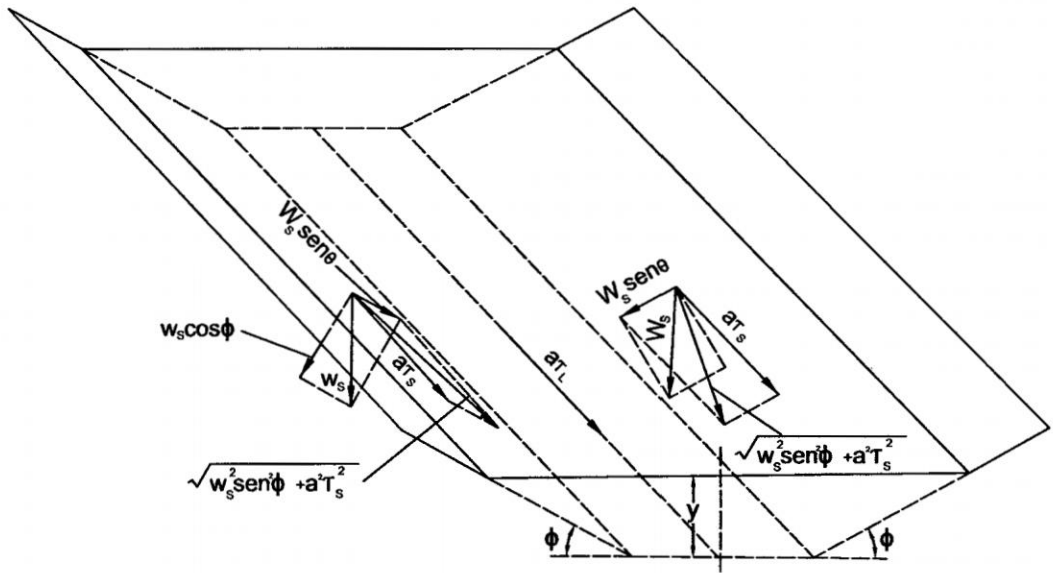


Figura 3.3: análisis de las fuerzas que actúan en una partícula que reposa en la superficie del lecho de un canal.

De igual modo, cuando el movimiento de una partícula sobre una superficie plana es inminente debido a la fuerza tractiva  $\tau_L$  lo siguiente se obtiene a partir de la ecuación (7-6), con  $\phi = 0$ :

$$w_S \tan \theta = a \tau_L \quad (3.3)$$

Al resolver para la fuerza tractiva unitaria  $\tau_L$  que causa el movimiento inminente sobre una superficie plana,

$$\tau_L = \frac{w_S}{a} \tan \theta \quad (3.4)$$

La relación de  $\tau_S$  a  $\tau_L$  se conoce como relación de fuerza tractiva; esta es una relación importante para propósitos de diseño. A partir de las ecuaciones 3.3 y 3.4, la relación es

$$K = \frac{\tau_S}{\tau_L} = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}} \quad (3.5)$$

Al simplificar<sup>4</sup>

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \phi}{\text{sen}^2 \theta}} \quad (3.6)$$

Notese que esta relacion es funcion solo de la inclinacion  $\phi$  del lado inclinado y del angulo de reposo  $\theta$  del material. Para materiales cohesivos y materiales finos no cohesivos, las fuerzas de cohesion, aun en agua comparativamente limpia, se vuelven tan grandes en comparacion con la componente de la fuerza gravitacional con seguridad puede no considerarse. Por consiguiente, el angulo de reposo necesita ser considerado solo para materiales gruesos no cohesivos. De acuerdo con la investigacion del U.S. Bureau of Reclamation se encontro que en general el angulo de reposo se incrementa tanto con el tamaño como con la angularidad del material. Para propositos de diseño, el Bureau preparó curvas (figura 7-9) que muestran los valores del angulo de reposo para materiales no cohesivos con diametros superiores a 0.2 pulg para varios grados de rugosidad. El diametro referido es el diametro de particula para el cual, el 25 % (en peso) del material es mayor.

#### Fuerza Tractiva Permisible.

La fuerza tractiva permisible es la fuerza tractiva unitaria maxima que no causa erosion importante en el material que forma el lecho del canal en una superficie plana. Esta fuerza tractiva unitaria puede determinarse por medio de experimentos de laboratorio, y el valor asi obtenido se conoce como fuerza tractiva critica. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que en canales reales conformados con material gruesos no cohesivos pueden

<sup>4</sup>La ecuacion 3.4 fue presentada por el U.S. Bureau of reclamation [35,36], y la ecuacion 3.5), por Fan [34]. Las dos ecuaciones son matematicamente identicas.

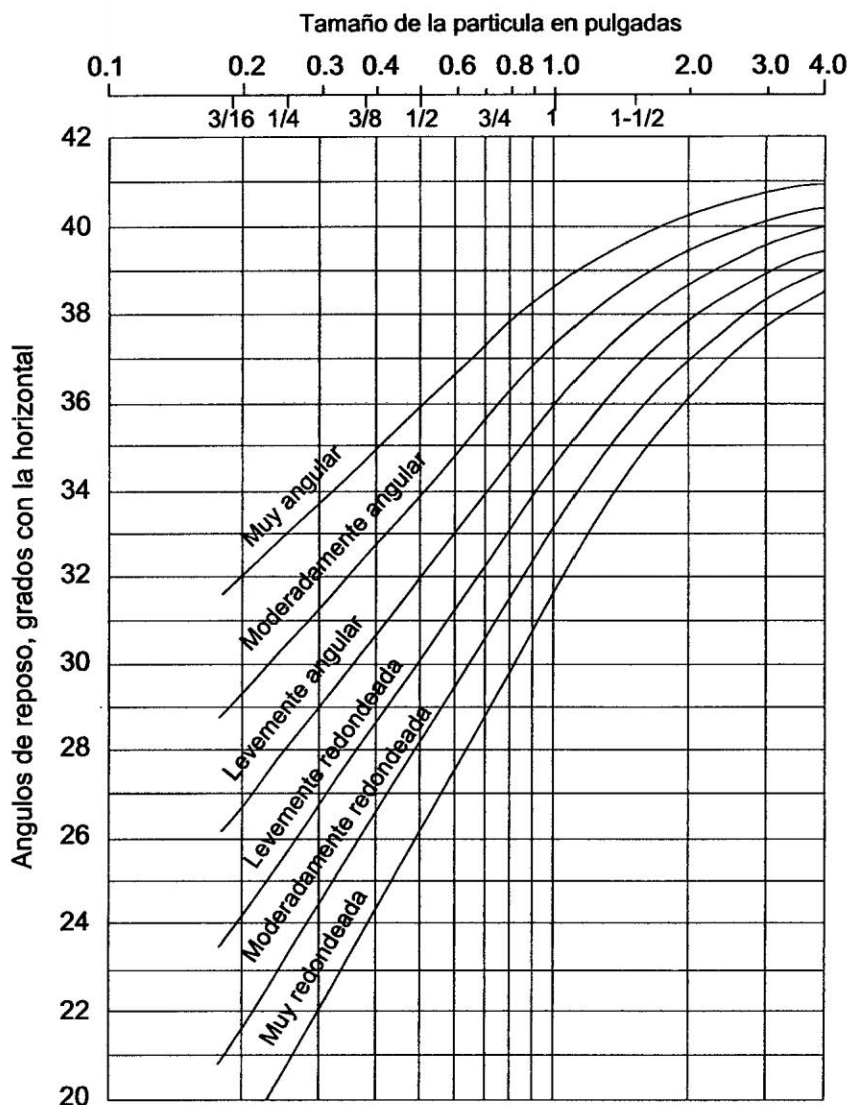


Figura 3.4: Ángulo de reposo para materiales no cohesivos (U.S. Bureau of Reclamation).

soportar valores sustancialmente mas altos que las fuerzas tractivas criticas medidas en el laboratorios. Esto tal vez se debe a que el agua y el suelo en canales reales contienen pequeñas cantidades de materia coloidal y organica lo cual da una cierta capacidad de pegamento y tambien porque pequeños movimientos de particulas de suelo pueden tolerarse en diseños practicos sin poner en peligro la estabilidad del canal. Como la fuerza tractiva permisible es el criterio de diseño para condiciones de campo, el valor permisible

puede tomarse menor que el valor critico.

Ahora, la determinacion de la fuerza tractiva permisible se basa en el tamaño de la particula para materiales no cohesivos y en la compactacion o relacion de vacios para materiales cohesivos y en la compactacion o relacion de vacios para materiales cohesivos. Otras propiedades del suelo, como el indice de plasticidad<sup>5</sup>

La accion quimica pueden tenerse en cuenta como indices para definir con mayor precision la fuerza tractiva permisible. Sin embargo, faltan suficientes datos e informacion sobre estos indices. El U.S. Bureau of Reclamation ha hecho un estudio completo sobre el problema, utilizando datos para materiales gruesos no cohesivos obtenidos de canales en el valle de San Luis [37], valores convertidos de velocidades permisibles dados por Etcheverry y por Fortier y Scobey, los valores de la URSS, etc. (seccion 7-9). Como resultados los valores recomendados para la fuerza tractiva permisible para el diseño de canales se desarrollaron como sigue: para materiales gruesos no cohesivos, con un factor de seguridad suficiente, el Bureau recomienda un valor tentativo para la fuerza tractiva permisible, en *libras/pie<sup>2</sup>*, igual a 0.4 veces el diametro en pulgadas de una particula para la cual el 25 % (en peso) del material es mayor. Esta recomendación se muestra por medio de una linea recta en la tabla de diseño (Figura 3.4).

Para material fino no cohesivo, el tamaño especificado es el tamaño medio o el tamaño menor que el 50 % en peso. Tentativamente se recomiendan tres curvas de diseño (figura 7-10),

1. Para canales con alto contenido de material fino en el agua.

---

<sup>5</sup>El indice de plasticidad es la diferencia en porcentaje de humedad entre el limite plastico y el limite liquido en las pruebas de suelo de atterberg. Este indice ha sido investigado por el U.S. Bureau of Reclamation como una caracteristica del suelo que puede utilizarse para indicar la resistencia a la socavacion en materiales cohesivos. Para el diseño de canales, tentativamente puede tomarse un indice de plasticidad de 7 como valor critico, por debajo del cual ocurre socavacion para fuerzas tractivas moderadas. Sin embargo, todavia se observan socavaciones en muchos casos donde el indice se encuentra por encima de 7. Algunas investigaciones muestran que la determinacion del indice de plasticidad en conjunto con la prueba de consolidacion - esfuerzo cortante posiblemente sea necesaria.

2. Para canales con contenido de sedimento fino en el agua.
3. Para canales con agua limpia.

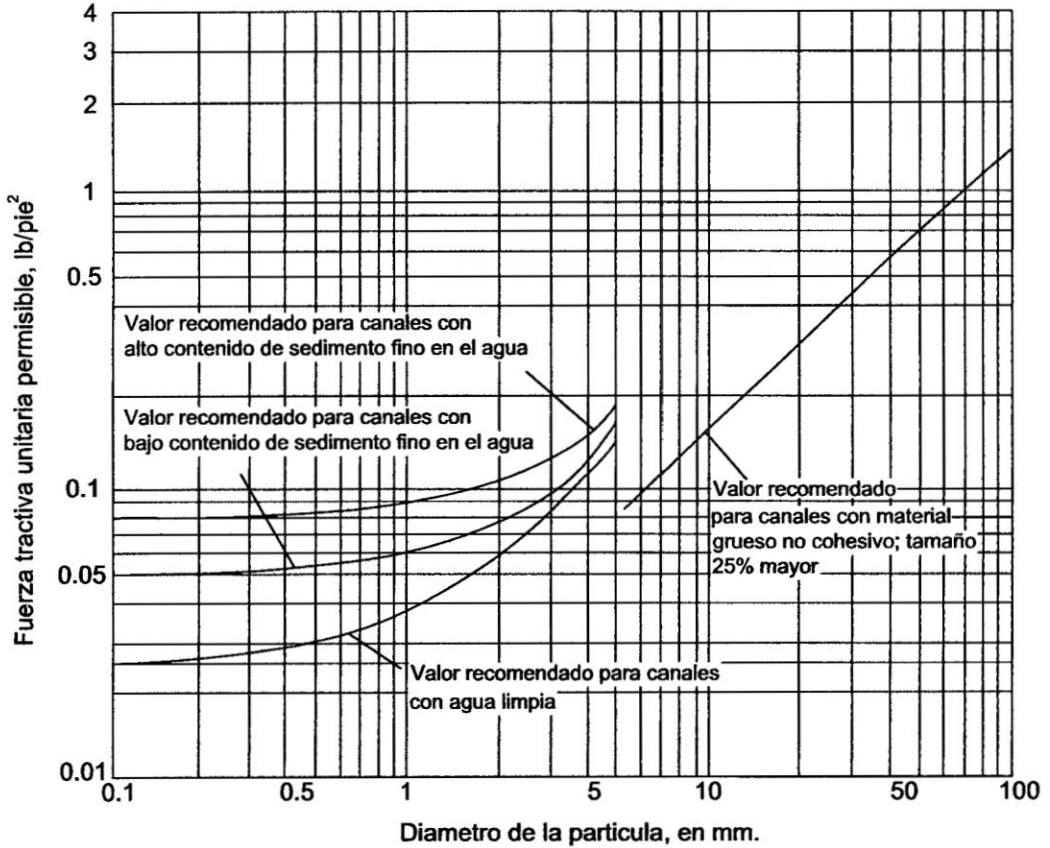


Figura 3.5: Fuerzas tractivas unitarias permisibles recomendadas para canales en materiales no cohesivos (U.S. Bureau of Reclamation).

Para materiales cohesivos, los datos basados en la conversión de velocidades permisibles a fuerzas tractivas unitarias, dados en la figura 3.5 se recomiendan como referencia de diseño.

Las fuerzas tractivas permisibles mencionadas antes se refieren a canales rectos. Para canales sinuosos, los valores mostrados deben reducirse para reducir la socavación. Los porcentajes aproximados de reducción, sugeridos por Lane [29], son 10% para canales

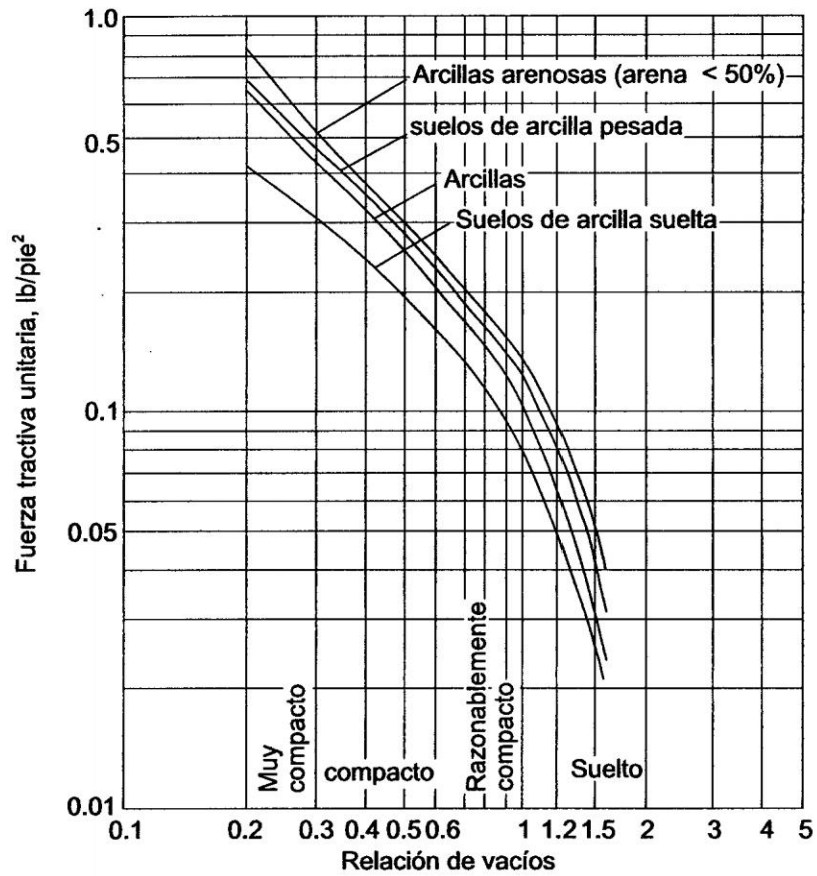


Figura 3.6: Fuerzas tractivas unitarias permisibles para canales en materiales cohesivos convertidas de los datos de la URSS sobre velocidades permisibles.

ligeramente sinuosos, 25 % para canales moderadamente sinuosos y 40 % para canales muy sinuosos.

### Metodo de la Fuerza Tractiva

El primer paso para el diseño de canales erosionables mediante el metodo de la fuerza tractiva consiste en seleccionar una seccion de canal aproximada mediante experiencia o utilizando tablas de diseño <sup>6</sup>

<sup>6</sup>En la Figura 3.6, parrafo 1.12c, de [4], se dan secciones comunes promedio para canales en tierra para irrigacion y laterales construidos y propuestos por el U.S. Bureau of Reclamation y seleccionados para los caudales requeridos con base en economia y estabilidad.

Recolectar muestras, del material que forma el lecho del canal y determinar, utilizando estas muestras, las propiedades requeridas. Con estos datos, el diseñador investiga la sección mediante el análisis de fuerza tractiva para asegurar una estabilidad probable por tramos y para determinar la sección mínima que aparece estable. Para canales en materiales no cohesivos, el efecto de rodar hacia abajo a lo largo de la pendiente lateral debe considerarse junto con el efecto de la distribución de las fuerzas tractivas; para canales hechos en material cohesivo el efecto de rodar es insignificante, y el efecto de la distribución de la fuerza tractiva por si solo constituye un criterio suficiente. Sin embargo, la proporción de las dimensiones finales de la sección de canal dependeran de otras condiciones practicas no hidraulicas.

### **3.3. Hidraulico de Alcantarillas**

Una alcantarilla es un tipo único de constricción y su entrada es una clase especial de contracción. Actúa como un canal abierto siempre y cuando el flujo sea parcialmente lleno. Las características de flujo son muy complicadas, debido a que este es controlado por muchas variables, incluidas la geometría de entrada, la pendiente, el tamaño, la rugosidad, las condiciones de profundidad de aproximación y de salida, etc. Luego una adecuada determinación de flujo a través de una alcantarilla debe hacerse mediante investigaciones de laboratorio o de campo.

El diseño hidráulico en el drenaje pluvial comprende varios conceptos básicos que se deben tomar en cuenta para construir proyectos exitosos con un mínimo riesgo de falla. Las ecuaciones empíricas utilizar cuidadosamente así mismo tener muy en cuenta la velocidad del flujo.

Para el diseño básico de drenaje de carreteras, con frecuencia se recurre a la fórmula de Manning para la determinación de las velocidades de flujo en cauces naturales, para deter-

minar el volumen de escurrimiento (como alternativa) al método por lo que los ingenieros de caminos que estén realizando diseños básicos hidráulicos deberían familiarizarse con ese método y con sus aplicaciones. Así mismo se debe realizar el tránsito del flujo a lo largo de la estructura instalada para poder observar la variación de la superficie del agua y el comportamiento de ello.

Esta parte de la investigación permite realizar el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas que permitan un adecuado drenaje de las aguas de lluvia a lo largo del camino, teniendo en cuenta los caudales determinados en la etapa hidrológica, las estructuras para un buen funcionamiento del drenaje pluvial será estudiado en este capítulo como son: hidráulica de alcantarilla.

Un análisis completo teórico de la hidráulica es sumamente complejo. Las condiciones de flujo varían de alcantarilla a alcantarilla y ellos también varían en el tiempo determinado para cualquier alcantarilla dada. El barril de la alcantarilla puede fluir lleno o parcialmente lleno dependiendo del flujo de aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla, características de barril y la geometría de ingreso.

El Propósito de hidráulica de alcantarillas es proporcionar la información para la planificación y de mejorar el diseño hidráulico de alcantarillas de una carretera (carretera Fernando Belaunde Terry). Los métodos de diseño son incluidos para formas especiales incluyendo alcantarillas de grandes luces, las consideraciones básicas son de tipo ambiental, seguridad, estructural, económico, y otros.

La metodología de diseño de alcantarilla presentado en este capítulo tiene cierta complejidad, para ello se debe tener en cuenta los métodos básicos hidrológicos e hidráulicos y con alguna experiencia en el diseño de estructuras hidráulicas.

Se presentan las condiciones de flujo de variedades que son posibles en estas estructuras hidráulicas complejas y se debe hacer ajustes apropiados.

Cuadro 3.1: Factores de influencia para el rendimiento de la alcantarilla

Factor	Control de Ingreso	Control de Salida
elevacion de la altura de agua, HW	x	x
Area a la entrada	x	x
Configuracion de borde a la entrada	x	x
Forma de la entrada	x	x
Rugosidad del conducto		x
Area del conducto		x
Forma del conducto		x
Longitud del conducto		x
Pendiente del conducto		x
Elevacion aguas abajo (profundidad), TW		x

Fuente: Hydraulic Design Of Highway Culverts, HDS5 (Pág. 8)

### Tipos de Control

Existen control de ingreso y control de salida. El flujo de alcantarilla en el control de ingreso es poco profundo, flujo de alta velocidad categorizada como "supercríticos". Para flujo supercrítico, la sección de control se encuentra aguas arriba del barril. Por el contrario, una alcantarilla que fluye en el control de salida será relativamente profundo, la disminución de la velocidad de flujo es denominado flujo "subcrítico". Flujo Subcríticos para el control se encuentra en el extremo aguas abajo de la alcantarilla. En una alcantarilla dado, el tipo de flujo depende de todos los factores indicados en el Cuadro 3.1.

#### 3.3.1. Hidráulica de Control de Ingreso

El control de ingreso ocurre cuando el barril de alcantarilla es capaz de conducir mayor caudal del ingreso normal. La sección de control ingreso es localizado justo al interior del ingreso. La profundidad critica ocurre en o cerca de esta ubicación, y el régimen del flujo inmediatamente aguas abajo es supercrítico. La figura 3.7 muestra una condición de flujo de control típica de ingreso. Características hidráulicas aguas debajo de la sección de control de ingreso no afectan la capacidad de alcantarilla. La elevación de superficie de agua aguas arriba y la geometría de ingreso representan el mejor control del flujo. La

geometría de ingreso incluye la forma de barril, el área de la sección transversal, y el borde de ingreso Cuadro 3.1.

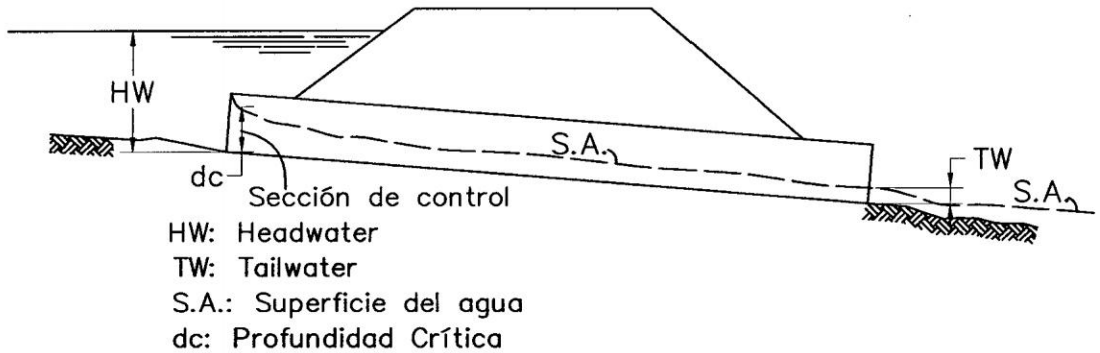


Figura 3.7: Sección de flujo para control de Ingreso

### Tipos de Control Ingreso

En la Figura 3.8 representa varios ejemplos de flujo de control de ingreso. En todos estos ejemplos, la sección de control se encuentra al ingreso de la alcantarilla. Dependiendo de la carga de agua a la salida, un salto hidráulico puede ocurrir después del ingreso. Figura 3.8A, muestra una condición de ingreso y salida no sumergida. El flujo pasa a través de la profundidad crítica justo aguas abajo de la entrada y el flujo en todo el barril es supercrítico. Figura 3.8B, muestra una condición de salida sumergida, no asegura el control de salida. En este caso, el flujo justo aguas abajo del ingreso es supercrítico y produce un salto hidráulico en el barril de la alcantarilla. Figura 3.8C, es una situación de diseño más típico. El ingreso sumergido y la salida no sumergida, el flujo es supercrítico y el flujo en el barril parte lleno. Profundidad crítica es localizada justo aguas abajo del ingreso de la alcantarilla, y la profundidad del flujo normal se aproxima al final de aguas debajo de la alcantarilla. Figura 3.8D, es una condición inusual que ilustra el hecho, incluso respecto al de la entrada y salida de los extremos de la alcantarilla no garantiza flujo total. En este caso, un salto hidráulico se forma en el barril. El ingreso medio provee de ventilación del

barril. Si el barril no son ventilados, sub-presión atmosférica podría crear una situación inestable cuando el barril se alternan entre flujo lleno y flujo parcialmente lleno.

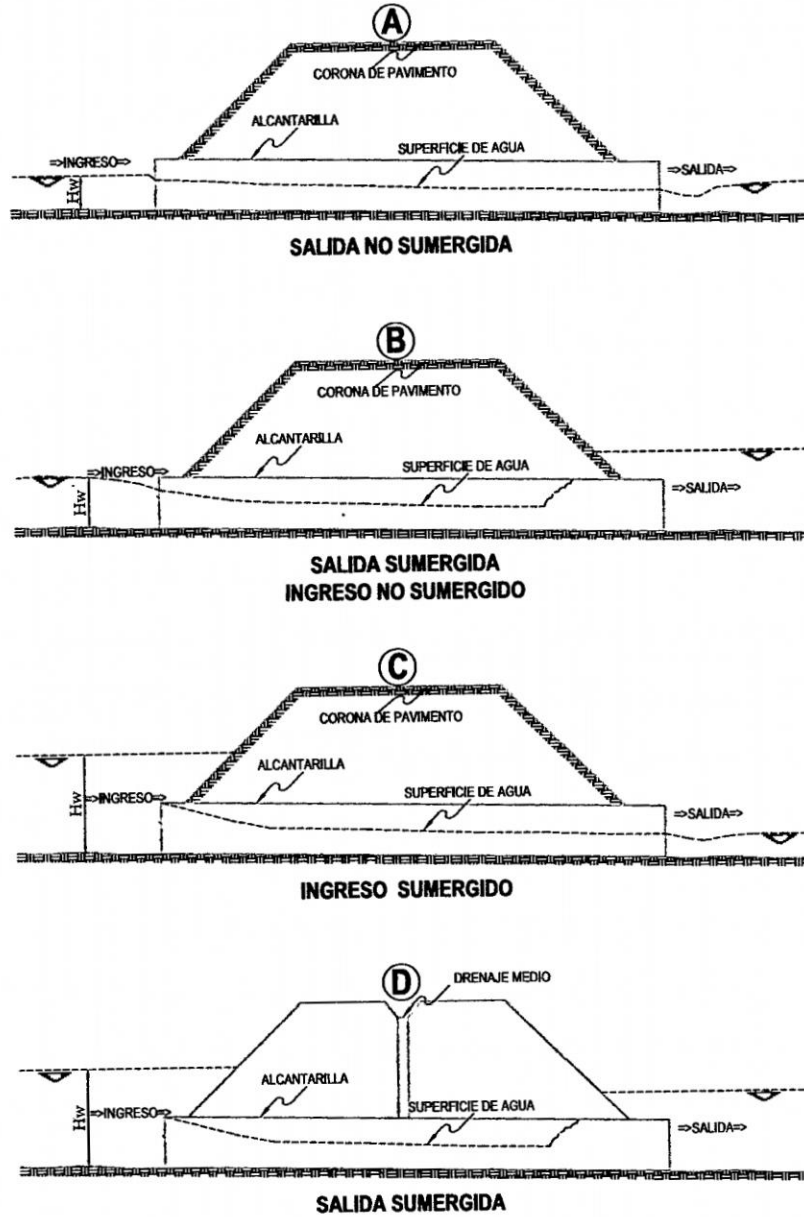


Figura 3.8: Tipos de control de Ingreso

**Rendimiento de control de ingreso**

El rendimiento de control de ingreso está definido por las tres regiones de flujo mostrado en la Figura 3.8: flujo no sumergido, transición y sumergido. Para condiciones carga de agua baja, como se muestra la Figura 3.8A y la Figura 3.8B, el ingreso de la alcantarilla funciona como un vertedero. La zona de transición de flujo entre carga de agua bajo (vertedero) y la carga de agua alto condiciones de flujo (orificio) es mal definida. Esta zona es aproximadamente por esquematización de las ecuaciones de flujo no sumergidas y sumergidas se obtiene uniéndolas una línea de tangente a ambas curvas, como se muestra en la Figura 3.9

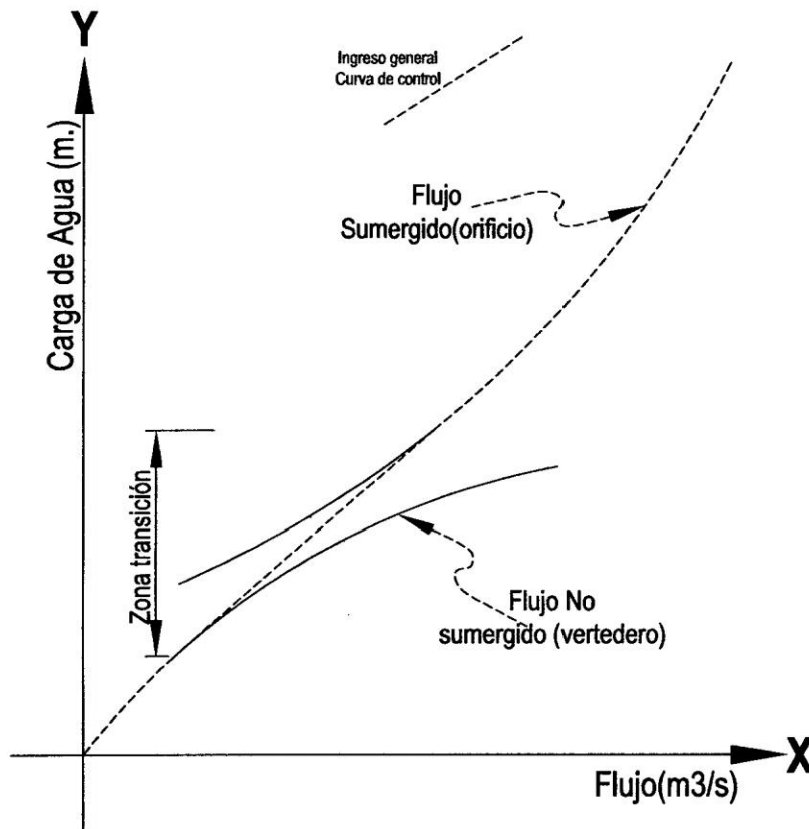


Figura 3.9: Curvas de control de Ingreso

El flujo de control de ingreso y las curvas de carga de agua que son establecidas usando el

mencionado procedimiento es la base para construir los nomogramas de diseño de control de ingreso. Note que la carga de velocidad de aproximación puede ser incluida como una parte de carga de agua disponible en las relaciones del ingreso.

### Cálculo de la carga de agua en control de ingreso

Las ecuaciones de diseño usadas para el control de ingreso, están basadas en la investigación hecha por la agencia nacional de estándares (*Nacional Bureau of Standards*), bajo el patrocinio de la agencia de carreteras públicas (*Bureau Public Roads*), ahora la administración Federal de carreteras (*Federal Highways Administration*). Las dos condiciones básicas para el control al ingreso dependen en que si la entrada y la salida de la alcantarilla están o no sumergidas aguas arriba. Si el ingreso no está sumergido, el ingreso trabaja como un vertedero y si el ingreso es sumergido, el ingreso trabaja como un orificio. Las ecuaciones están disponibles para cada una de las ecuaciones anteriores. Las ecuaciones de control al ingreso desarrolladas son:

#### Entrada no sumergida

Forma (1)

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[ \frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^M - 0,5S \quad (3.7)$$

Forma (2)

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[ \frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^M \quad (3.8)$$

#### Entrada Sumergida

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[ \frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^2 + Y - 0,5S \quad (3.9)$$

Donde:  $HW_i$  = Carga o profundidad de agua al ingreso sobre la cota de fondo del ingreso a la alcantarilla (m),  $D$  = Altura del interior del conducto de la alcantarilla (m),  $H_c$  = Carga específica en la profundidad crítica ( $d_c + V_c^2/2g$ ) (m),  $Q$  = Descarga a través de la alcantarilla ( $m^3/s$ ,  $A$  = Área de la sección transversal llena del conducto de la alcantarilla ( $m^2$ ),  $S$  = Pendiente del conducto de la alcantarilla (m/m),  $K, M, c, Y$  = Constantes de las ecuaciones, los cuales varían dependiendo de la forma de la alcantarilla y condiciones de entrada,  $K_u = 1,811$ .

Notas:

- Las ecuaciones (3.1) y (3.2) (no sumergidas) aplicar aproximadamente para  $Q/AD^{0,5} = 1,93$  (3.5 en el Sistema Inglés).
- Para entradas mitradas usar  $+0,7S$  en lugar de  $-0,5S$  como un factor de corrección de la pendiente.
- La ecuación 3.7 (sumergido) aplicar aproximadamente  $Q/AD^{0,5} = 2,21$  (4.0 en el Sistema Inglés).

Las ecuaciones pueden usarse para desarrollar las curvas para cualquier forma o tamaño de conducto. Para desarrollar las curvas adimensionales para cualquier tipo de alcantarilla teniendo en cuenta las ecuaciones antes descritas, puede verse que existe una relación directa entre  $HW_i/DyQ/AD^{0,5}$  y puede ser obtenida para una condición sumergida. Para la condición no sumergida, es necesario obtener la razón de flujo y un equivalente de carga específica para una profundidad crítica. Para una profundidad crítica, la carga de velocidad crítica es igual a la mitad de la profundidad hidráulica.

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{y_h}{2} = \frac{A_p}{2T_p} \quad (3.10)$$

Por tanto:

$$\frac{H_c}{D} = \frac{d_c}{D} + \frac{y_h}{2D} \quad (3.11)$$

También, para la profundidad crítica, el número de froude es igual a 1.0.

$$Fr = \frac{V_c}{(gy_h)^{0,5}} = 1 \quad (3.12)$$

$$V_c = \frac{Q_c}{A_p} \quad (3.13)$$

$$Q_c = A_p(gy_h)^{0,5} \quad (3.14)$$

$$\frac{Q_c}{AD^{0,5}} = \frac{A_p}{A} \left( g \frac{y_h}{D} \right)^{0,5} \quad (3.15)$$

Para derivar las ecuaciones globales de control de ingreso para el uso en un ordenador, es necesario graficar las curvas de sumergencia y no sumergencia de estas ecuaciones y graficar la conexión de la línea de transición. Se pueden leer las coordenadas de los puntos deseados mediante un mejor ajuste con el desarrollo de un análisis estadístico. Se encontró que en una curva polinómica tiene un adecuado ajuste con la siguiente forma expandida:

$$\frac{HW_i}{D} = A + B \left[ \frac{Q}{BD^{1,5}} \right] + C \left[ \frac{Q}{BD^{1,5}} \right]^2 + \dots + X \left[ \frac{Q}{BD^{1,5}} \right]^n - 0,5S \quad (3.16)$$

Donde, A, B, C, ..., X son números para el ajuste. El factor de flujo puede estar basado en  $AD^{0,5}$  en lugar de  $BD^{1,5}$

### 3.3.2. Hidráulica de Control de Salida

El flujo de control de salida ocurre cuando el barril de alcantarilla no es capaz de conducir como la apertura de ingreso aceptaría. La sección de control para el flujo de control de salida en una alcantarilla es localizada en la salida de barril o más allá de aguas abajo. El flujo a presión o subcritico existe en el barril de alcantarilla bajo estas condiciones. La figura N° 3.21 muestra dos condiciones de sección de flujo de control de salida. Todas las características geométricas e hidráulicas de la alcantarilla desempeñan un rol en la determinación de su capacidad. Los factores que influyen en el control de salida es: la elevación superficial de agua en la salida, pendiente, la longitud, y la rugosidad hidráulica del barril de alcantarilla (ver tabla 3.1).

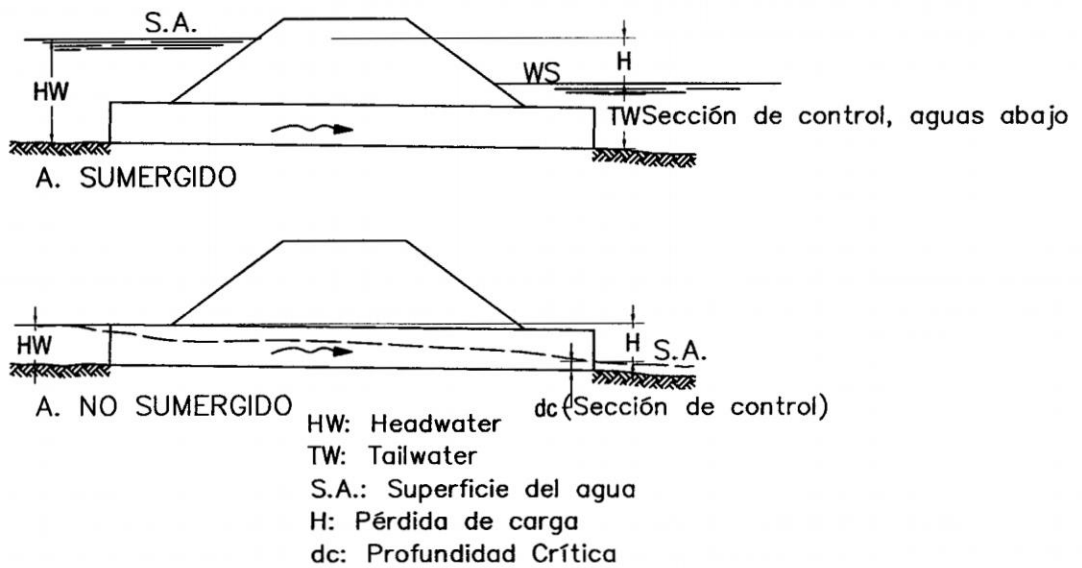


Figura 3.10: Sección de control de Salida

#### Tipos de control de salida

Los ejemplos de control de salida muestran en la Figura 3.11. En todos los casos, la sección de control es al final de salida de la alcantarilla o más lejos aguas abajo. Para las situaciones

de flujo parcialmente llenas, el flujo en el barril es subcritico. Figura 3.11A representa la condición clásica de flujo lleno, tanto con el ingreso como la salida sumergida. El barril está en flujo a presión a través de toda su longitud. Esta condición se presenta pocas veces. Figura 3.11B representa la salida sumergida y el ingreso no sumergido, para este caso, la carga de agua es poco profundo de tal forma que la corona de ingreso es expuesta, de tal forma que el flujo se contrae dentro de la alcantarilla. Figura 3.11C muestra el ingreso sumergido y salida no sumergida de tal manera que el flujo fluye lleno a través de toda la longitud de la alcantarilla, esto es una condición rara. Esto requiere mantener el flujo lleno en toda la longitud del barril y las velocidades de salida por lo general son altas en esta condición. Figura 3.11D es más típica. El ingreso de alcantarilla es sumergido por la carga de agua y salida con carga de agua bajo. Para esta condición, los flujos de barril es parcialmente lleno al menos una parte de su longitud (flujo subcritico) y el flujo pasa a través de la profundidad critica justo aguas arriba de la salida. Figura 3.11E es también típica, con el ingreso y salida no sumergida, el flujo fluye parcialmente lleno y el perfil del flujo es subcritico. Todas las características geométricas e hidráulicas de la alcantarilla desempeñan un rol en la determinación de su capacidad. Estas características incluyen todos los factores de control de ingreso además la elevación superficial de agua en la salida, pendiente, la longitud del barril, y la rugosidad hidráulica del barril.

Las condiciones de flujo de control de salida pueden ser calculadas basadas en el equilibrio de energía. Estos cálculos se deduce a partir de la figura N° 3.23.

En una alcantarilla presenta pérdida de carga por lo que esta representado con la siguiente expresión.

$$H_L = H_e + H_f + H_o + H_b + H_j + H_g \quad (3.17)$$

Donde:  $H_L$  : Pérdida de la carga total, (mts)  $H_e$  : Pérdida de ingreso, (mts)  $H_f$  : Pérdida por fricción a través del barril, (mts)  $H_o$  : Pérdida a la salida, (mts)  $H_b$  : Pérdida en curvas,

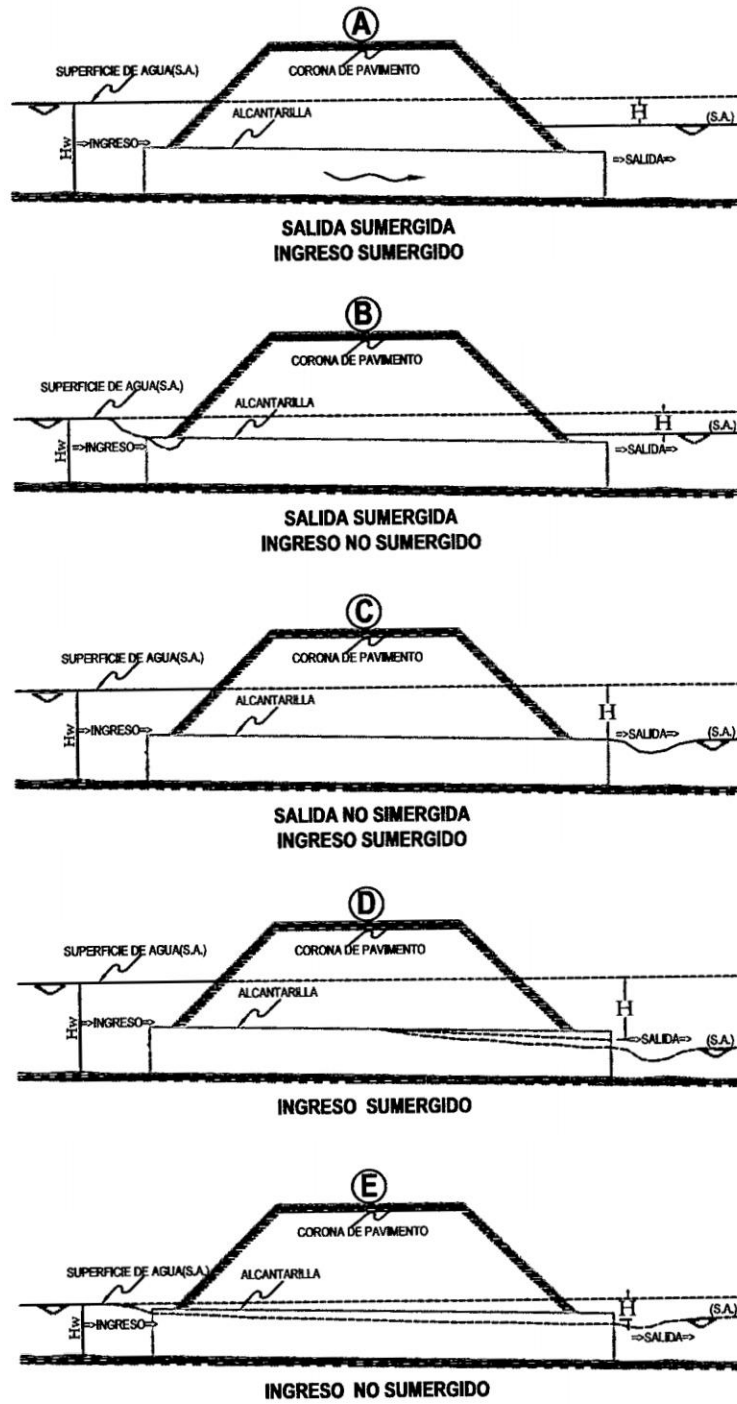


Figura 3.11: Tipos de control de Salida

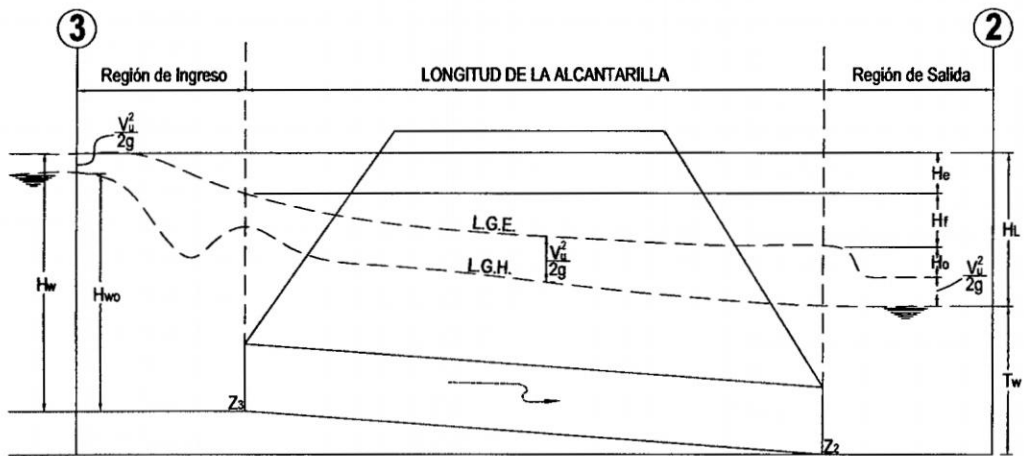


Figura 3.12: Alcantarilla a flujo pleno con líneas de gradiente de energía e hidráulica.

(mts)  $H_j$  :Pérdidas en las uniones, (mts)  $H_g$  :Pérdidas en parrillas, (mts)

La velocidad en el barril esta definido por:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (3.18)$$

Donde: V : Velocidad promedio en el barril, (m/s) Q : Caudal, (m<sup>3</sup>/s) A : Área de la sección transversal llena, (m<sup>2</sup>)

La carga de la velocidad está dado por:

$$H_v = \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3.19)$$

La pérdida de entrada está en función de la carga de la velocidad y está dado por:

$$H_e = k_e \left[ \frac{\alpha V^2}{2g} \right] \quad (3.20)$$

$k_e$  : Depende de la configuración del tipo de ingreso.

La pérdida por fricción es una función de la carga de la velocidad y se expresa así:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \rightarrow S = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}, S = \frac{H_f}{L} \quad (3.21)$$

$$H_f = \frac{LV^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (3.22)$$

$$H_f = \left[ \frac{K_u n^2 L}{R^{4/3}} \right] \left[ \frac{\alpha V^2}{2g} \right] \quad (3.23)$$

Donde:  $K_u = 19,63$ ,  $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning,  $L$  = Longitud del barril de la alcantarilla (m),  $R$  = Radio hidráulico del barril de la alcantarilla (m),  $V$  = Velocidad en el barril (m/s),  $\alpha$  = Coeficiente de corrección de la velocidad,

Las pérdidas a la salida se calculan como el cambio de la carga de velocidad en el interior de la alcantarilla, en la sección transversal inmediatamente aguas abajo de la alcantarilla.

La ecuación es:

$$H_o = k_{ex} \left( \frac{\alpha V^2}{2g} - \frac{\alpha V_d^2}{2g} \right) \quad (3.24)$$

Donde:  $k_{ex}$  = Coeficiente de pérdida a la salida,  $V$  = Velocidad en el interior de la alcantarilla a la salida (m/s),  $V_d$  = Velocidad en el exterior de la alcantarilla, aguas abajo (m/s).

El valor de  $k_{ex}$  es igual a 1.0, para una expansión repentina como ocurre en una alcantarilla típica (FHWA, 1985). Este valor varía entre 0.3 y 1.0, es menos abrupta como en una transición. Finalmente la ecuación final de pérdida queda de la siguiente manera:

$$H_L = \left[ k_e + \frac{K_u n^2 L}{R^{4/3}} \right] \left[ \frac{\alpha V^2}{2g} \right] + k_{ex} \left( \frac{\alpha V^2}{2g} - \frac{\alpha V_d^2}{2g} \right) \quad (3.25)$$

Las ecuaciones son aplicables a los casos de control de salida A, B y C, mientras que las ecuaciones de remanso (flujo gradualmente variado) son requeridas para los casos D y E, estos cálculos comienzan con la superficie de agua en el extremo aguas debajo de la alcantarilla y proceden aguas arriba hasta la entrada de la alcantarilla. La superficie de agua aguas abajo se basa en la profundidad crítica en la salida de la alcantarilla o la carga de agua a la salida, cualquiera sea mayor.

#### 3.3.3. Velocidad de Salida

Las velocidades de salida en las alcantarillas deben ser calculadas para determinar la necesidad de la protección contra la erosión en la salida de alcantarilla. Las alcantarillas por lo general causan las velocidades de salida que son más altas que las velocidades de aguas naturales. Estas velocidades de salida pueden requerir el reajuste de flujo o la energía de disipación para prevenir la erosión aguas abajo.

##### En el control de ingreso

para el remanso los cálculos pueden ser necesarios para determinar la velocidad de salida. Estos cálculos comienzan del ingreso de la alcantarilla y continúan aguas abajo a la salida. El perfil superficial de agua converge hacia la profundidad normal como los cálculos proceden hacia aguas abajo del barril de alcantarilla. Por lo tanto, si la alcantarilla es de longitud adecuada, la profundidad normal existirá en la salida de la alcantarilla. Incluso en alcantarilla cortas, la profundidad normal puede ser asumida y usada para definir el área del flujo en la salida y obtener la velocidad de salida.



Figura 3.13: Velocidad de Salida en el control de Ingreso

**En el control de salida**

El área de la sección transversal del flujo es definida por la geometría de la salida y la profundidad crítica, profundidad de tailwater, o la altura del conducto. La profundidad crítica es usada cuando el tailwater es menor que la profundidad crítica y la profundidad de tailwater es usada cuando tailwater es mayor que la profundidad crítica, pero menor que el diámetro del barril. El área total del barril es usado cuando el tailwater excede la cima del barril.

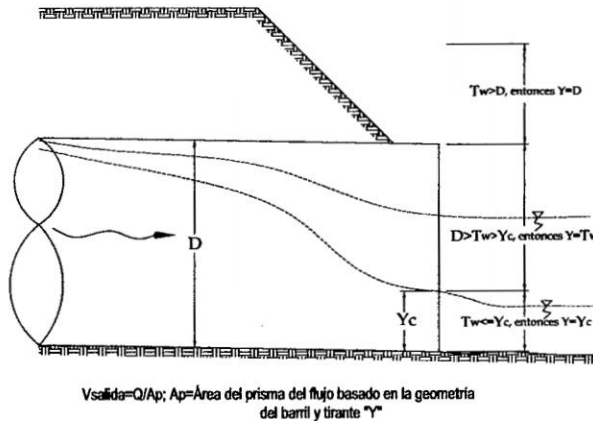


Figura 3.14: Velocidad de salida en el control de Salida

## Capítulo 4

# Propuesta de Esquema de Drenaje Pluvial

### 4.1. Introducción

El presente capítulo tiene como objetivo fundamental realizar el estudio de las propuestas de esquema de drenaje pluvial, del fundo villa toscano, que permitan finalmente diseñar el sistema de drenaje pluvial de esta zona de la Ciudad de Tarapoto. El planeamiento integral de la cuenca en estudio se ha visto por conveniente dividirlo para el estudio en subcuencas, planos de flujo superficial, pozo de detención, sistema de bombeo, canales de evacuación pluvial y una topología de la red de drenaje 1 y 2 para simulación posterior en HEC-HMS v3.5. Se propondrá la mejor solución posible para que el sistema de drenaje funcione adecuadamente, dentro del fundo Villa Toscano.

## 4.2. Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

El esquema hidráulico de drenaje pluvial de diseño del fundo Villa Toscano - Picota - Tarapoto, contribuirá a resolver los problemas de inundación en los terrenos de cultivo del fundo. El diseño del esquema de drenaje pluvial se presenta en el siguiente orden:

### 4.2.1. Primera Propuesta - SubCuenca de Drenaje

Se consideró como Subcuencas de drenaje a las que tienen un curso natural de agua definida y depresión natural en la parte superior de la carretera Fernando Belaunde Terry, tal como se pudo constatar en la visita realizada al área del proyecto frente al fundo villa toscano se encuentran 07 subcuencas de drenaje se describen las áreas en el Cuadro 4.1 estas subcuencas llegan a la carretera como se muestran en la Figura 4.1 el plano titulado Subcuenca de drenaje - Grafico H-01.

Cuadro 4.1: Ubicación y área de las cuencas principales.

Orden	Subcuenca	Area de la cuenca
	SC	Km2
1	SC-01	10.11
2	SC-02	0.356
3	SC-03	0.185
4	SC-04	0.204
5	SC-05	0.225
6	SC-06	0.262
7	SC-07	13.26

Fuente: Elaboracion Propia

La delimitación de las áreas de drenaje de las subcuencas de drenaje fue obtenida a través de la cartografía de la zona de estudio y mediante el programa ArcGIS v10, gracias a la ayuda de los modelos de elevación digital realizada en toda el área de estudio, se pudo obtener la delimitación de las SubCuencas de drenaje Figura 4.1, como se muestra en el

#### 4.2. Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

mapa titulado Subcuenca de drenaje - Topología H-02 y Subcuenca de drenaje cartografía H-03.

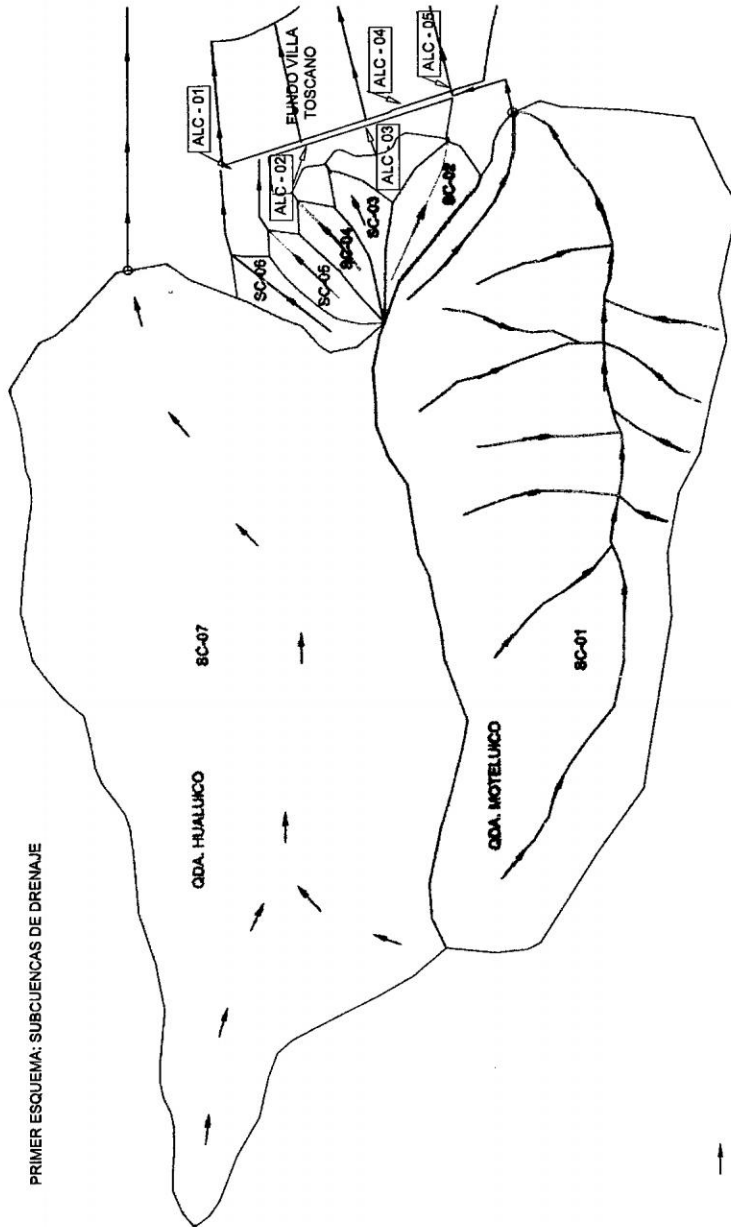


Figura 4.1: Ubicación de las subcuencas de drenaje plano H-01.

### 4.2.2. Primera Propuesta - Planos de Flujo Superficial

Las Subcuencas secundarias corresponden a los planos de flujo superficial, adyacentes a cada una de los canales secundarios. Las cuales fueron obtenidas con la ayuda del programa ArcGIS v. 10.1, cuyos resultados se muestran en los planos titulados primer esquema hidráulico de drenaje pluvial gráfico y cartográfico P-01 y 02. Se describen las áreas en el Cuadro 4.2.

La ubicación de estos planos de flujo superficial cuyos canales de recepción y puntos de aforo son los canales secundarios y los canales colectores respectivamente, instaladas a lo largo del fundo Villa Toscano, como se muestran en los planos titulados primer esquema hidráulico de drenaje pluvial topológico y fisiográfico P-03 y 04.

Cuadro 4.2: Ubicación y área de los planos de flujo superficial.

Orden	Plano Superficial	Area de la cuenca Km2	Orden	Plano Superficial	Area de la cuenca Km2
1	PS-01	0.091	22	PS-22	0.064
2	PS-02	0.092	23	PS-23	0.091
3	PS-03	0.061	24	PS-24	0.069
4	PS-04	0.077	25	PS-25	0.085
5	PS-05	0.051	26	PS-26	0.044
6	PS-06	0.044	27	PS-27	0.026
7	PS-07	0.071	28	PS-28	0.037
8	PS-08	0.065	29	PS-29	0.033
9	PS-09	0.052	30	PS-30	0.015
10	PS-10	0.042	31	PS-31	0.024
11	PS-11	0.064	32	PS-32	0.03
12	PS-12	0.033	33	PS-33	0.034
13	PS-13	0.033	34	PS-34	0.021
14	PS-14	0.061	35	PS-35	0.02
15	PS-15	0.192	36	PS-36	0.018
16	PS-16	0.041	37	PS-37	0.022
17	PS-17	0.057	38	PS-38	0.033
18	PS-18	0.011	39	PS-39	0.164
19	PS-19	0.056	40	PS-40	0.064
20	PS-20	0.065	41	PS-41	0.09
21	PS-21	0.943	42	PS-42	0.169

Fuente: Elaboracion Propia

## 4.2. Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

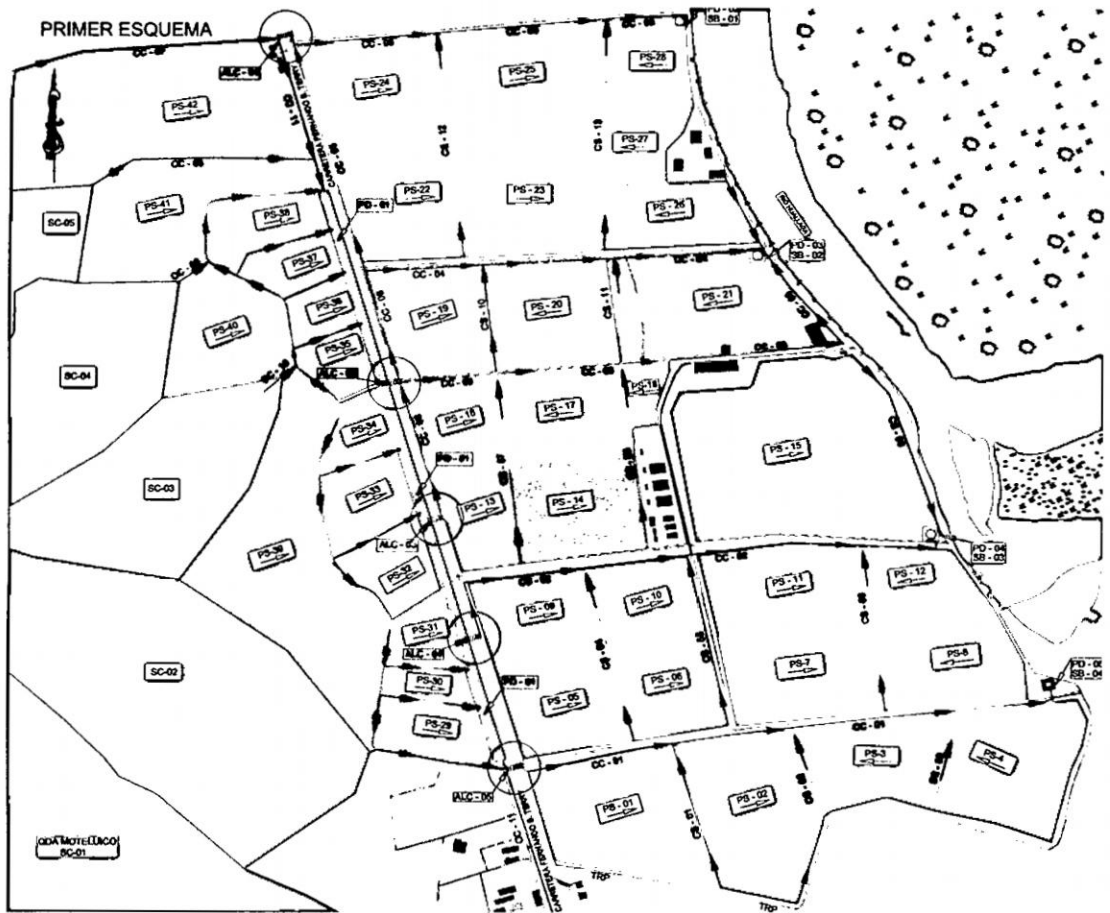


Figura 4.2: Ubicación de los planos de flujo superficial P-03

### 4.2.3. Primera Propuesta - Pozo de Detención

En el presente trabajo de investigación se propuso pozos de detención de aguas pluviales, es un almacenamiento temporal, sirve para atenuar aguas abajo de una manera controlada tal que la inundación aguas abajo y otros impactos adversos sean impedidos o aliviados. El primer pozo PD-01 (se encuentra en el plano titulado Pozos de Detención PZ-01) ubicado antes de la carretera Fernando Belaunde Terry las cuales colecta a las subcuencas SC-01, SC-02, SC-03, SC-04, SC-05, SC-06 y SC-07 y los planos de flujo superficial PS-29, PS-30, PS-31, PS-32, PS-33, PS-34, PS-35, PS-36, PS-37, PS-38, PS-39, PS-40, PS-41 y PS-42 este pozo transita su caudal mediante 03 alcantarillas estas se encuentran en la carretera

#### 4.2. Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

Fernando Belaunde Terry, cruzando las alcantarillas se encuentran los canales colectores la alcantarilla ALC-02 drena al canal colector CC-06, la alcantarilla ALC-03 drena al canal colector CC-06 y la alcantarilla ALC-04 drena al canal colector CC-02 las cuales llevan el caudal a los pozos de detención que se encuentran al lado de los gaviones y espigones el canal colector CC-05 entrega sus aguas al pozo de detención PD-02 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-02, el canal colector CC-04 entrega sus aguas al pozo de detención PD-03 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-03, el canal colector CC-02 y CS-06 entrega sus aguas al pozo de detención PD-04 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-04 y el canal colector CC-01 entrega sus aguas al pozo de detención PD-05 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-05, el caudal de estos pozos de detención son bombeados hacia el río Huallaga para su descarga final.

Cuadro 4.3: Ubicación y dimensiones de los pozos de detención.

orden	Pozo de detencion	Seccion (L,A,H)
1	PD-01	370x8x0.8
2	PD-02	36x31x3
3	PD-03	36x31x3
4	PD-04	36x31x3
5	PD-05	27x24x4

Fuente: Elaboracion Propia

#### 4.2. Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial



Figura 4.3: Ubicación del Pozo de Detención PD-01

#### 4.2.4. Primera Propuesta - Alcantarillas

Las alcantarillas que a continuación se mencionaran serán evaluadas para su respectiva capacidad hidráulica las cuales tendrán que soportar caudales que salen del vertedero del pozo de detención y estos a su vez de las 07 subcuencas y 14 planos de flujo superficial que se encuentran arriba del fundo villa toscano, todo este caudal reunido será con la que se tendrá que verificar las dimensiones de las alcantarillas ALC-02, ALC-03 y ALC-04 05 ubicadas en la carretera Fernando Belaunde Terry con progresivas y respectivas dimensiones en el Cuadro 4.4 se muestra en el plano titulado alcantarillas ALC-01,ALC-02 y ALC-03.

Cuadro 4.4: Ubicación ,progresiva y sección de las alcantarillas.

Orden	Alcantarilla	Progresiva	sección
1	ALC-01	56+216.94	1.0 x 1.0
2	ALC-02	56+536.93	1.0 x 1.0
3	ALC-03	56+817.31	1.0 x 1.0

Fuente: Elaboracion Propia

#### 4.2.5. Primera Propuesta - Canales de Evacuación Pluvial

Los canales de evacuación pluvial CC-09 y CC-10 canales colectores drenan directamente a los canales existentes que se encuentran arriba del fundo villa toscano y estos drenan en el pozo de detención PD-01, los canales colectores CC-07 y CC-08 reciben el caudal de la subcuenca SC-05 y SC-06 y estos entregan al canal colector CC-11 quien este a su vez recibe de los planos de flujo superficial PS-41 y PS-42 entregando este colector al pozo de detención PD-01, el canal colector CC-11 recibe el caudal de la subcuenca SC-01 llamado Moteluico, el canal colector CC-01 recibe los canales secundarios CS-01, CS-02 y CS-03 y este canal colector drena al pozo de detención PD-05, el canal colector CC-02 recibe los canales secundarios CS-04, CS-05 y CS-06 y este canal colector drena al pozo

#### 4.2. Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

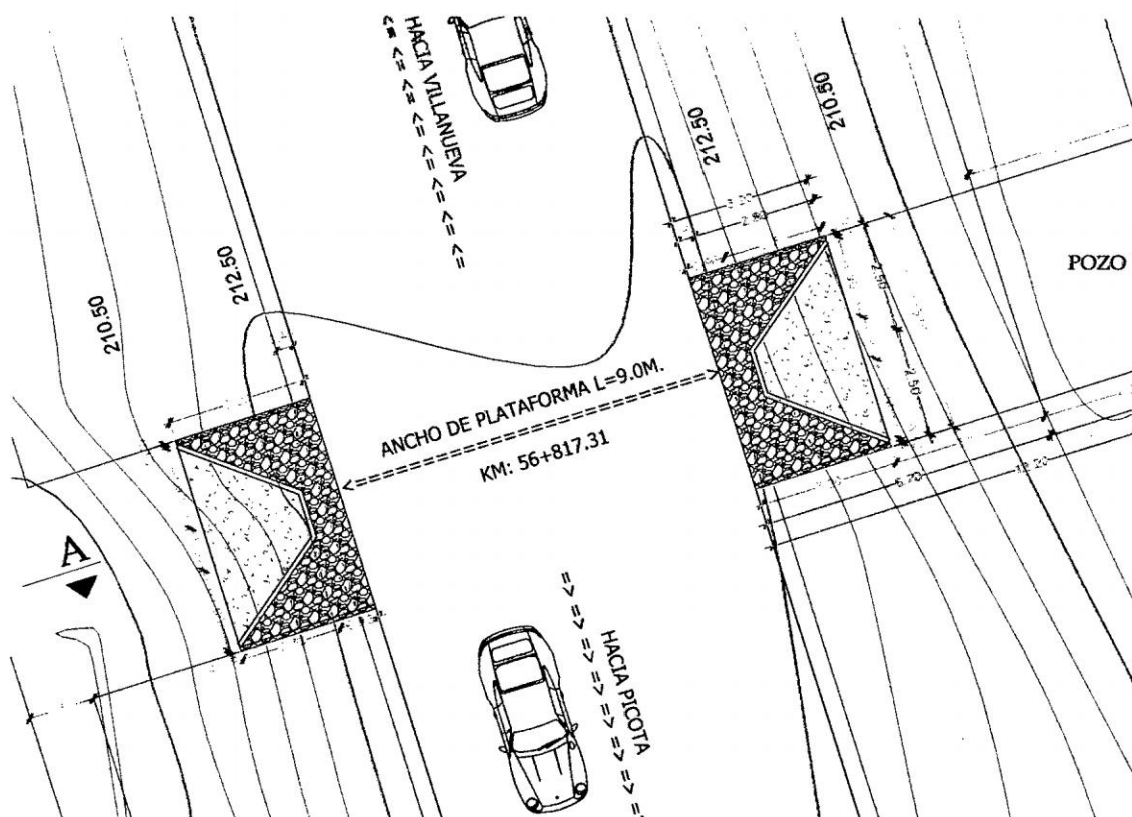


Figura 4.4: Ubicación de la alcantarilla ALC-01

de detención PD-04, el canal colector CC-03 recibe los canales secundarios CS-07 y CS-08 y el canal colector CC-04 recibe los canales secundarios CS-10 y CS-11 estos canales colectores drenan al pozo de detención PD-03 y el canal colector CC-05 recibe los canales secundarios CS-12 y CS-13 que a la vez este colector recibe una fracción del canal colector CC-06.

#### 4.2.6. Primera Propuesta - Sistemas de Bombeo

Se necesita un sistema de bombeo para poder evacuar las aguas de las lluvias en los pozos de detención PD-02, PD-03, PD-04 y PD-05 y este eliminar hacia el río Huallaga.

#### 4.2. Primera Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

Cuadro 4.5: Descripción del canal secundario.

<b>Canal Secundario</b>	<b>S (m/m)</b>	<b>(n) manning</b>
CS-01	0.006	0.025
CS-02	0.004	0.025
CS-03	0.004	0.025
CS-04	0.004	0.025
CS-05	0.004	0.025
CS-06	0.004	0.025
CS-07	0.005	0.025
CS-08	0.005	0.025
CS-09	0.005	0.025
CS-10	0.005	0.025
CS-11	0.005	0.025
CS-12	0.005	0.025
CS-13	0.005	0.025

Fuente: Elaboracion Propia

Cuadro 4.6: Descripción del canal colector.

<b>Canal Colector</b>	<b>S (m/m)</b>	<b>(n) manning</b>
CC-01	0.004	0.025
CC-02	0.002	0.025
CC-03	0.004	0.025
CC-04	0.002	0.025
CC-05	0.002	0.025
CC-06	0.0015	0.025
CC-07	0.006	0.025
CC-08	0.02	0.025
CC-09	0.007	0.025
CC-10	0.008	0.025
CC-11	0.0015	0.025

Fuente: Elaboracion Propia

#### **4.2.7. Primera Propuesta - Topología de la Red de Drenaje para Simulación en HEC-HMS v3.5**

La topología de esta primera propuesta se muestra en los planos denominados primer esquema hidráulico de drenaje pluvial - subcuenca de drenaje grafico H-01 en donde están las 07 subcuencas y en el plano denominado primer esquema hidráulico de drenaje pluvial grafico P-01 se muestra los planos de flujo superficial, canales de evacuación pluvial, alcantarillas, pozos de detención y sistemas de bombeo.

### **4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial**

El segundo esquema hidráulico de drenaje pluvial propuesta del fundo Villa toscano - picota - Tarapoto, contribuirá a resolver los problemas de inundación en los terrenos de cultivo del fundo, aquí se colocara pozos de detención en serie en la cuenca Moteluico SC-01. El diseño del esquema de drenaje pluvial se presenta en el siguiente orden:

#### **4.3.1. Segunda Propuesta - Subcuenca de drenaje**

En esta segunda propuesta , se consideró como Subcuencas de drenaje a las que tienen un curso natural de agua definida y depresión natural en la parte superior de la carretera Fernando Belaunde Terry, se incorpora en las subcuencas SC-01 y SC-07 pozos de detención en serie para la primera 07 pozos subdivididas en subcuencas como se muestra en el plano titulado Segundo esquema hidráulico de drenaje pluvial - subcuenca de drenaje S-01 y para la subcuenca SC-07 se propuso 05 pozos de detención se muestran en el plano S-01, tal como se pudo constatar en la visita realizada al área del proyecto frente al fundo villa toscano se encuentran 05 subcuencas de drenaje se describen las áreas en la tabla

### 4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

4.5 estas subcuencas llegan a la carretera Fernando Belaunde Terry como se muestran en el plano titulado Subcuenca de drenaje - grafico S-01. La delimitación de las áreas de drenaje de las subcuencas de drenaje fue obtenida a través de la cartografía de la zona de estudio y mediante el programa ArcGIS v. 10.1, gracias a la ayuda de los modelos de elevación digital realizada en toda el área de estudio, se pudo obtener la delimitación de las cuencas de drenaje, como se muestra en el mapa titulado Subcuenca de drenaje - topología H-02 y Subcuenca de drenaje cartografía H-03.

Cuadro 4.7: Ubicación y área de las Sub cuencas de drenaje pluvial.

Orden	Subcuenca SC	Area de la Cuenca Km2
1	SC-01	2.277
2	SC-02	1.562
3	SC-03	1.718
4	SC-04	2.159
5	SC-05	1.309
6	SC-06	1.083
7	SC-07	0.356
8	SC-08	0.185
9	SC-09	0.204
10	SC-10	0.225
11	SC-11	0.262
12	SC-12	2.767
13	SC-13	2.834
14	SC-14	2.475
15	SC-15	2.421
16	SC-16	1.633
17	SC-17	1.128

Fuente: Elaboracion Propia

### 4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

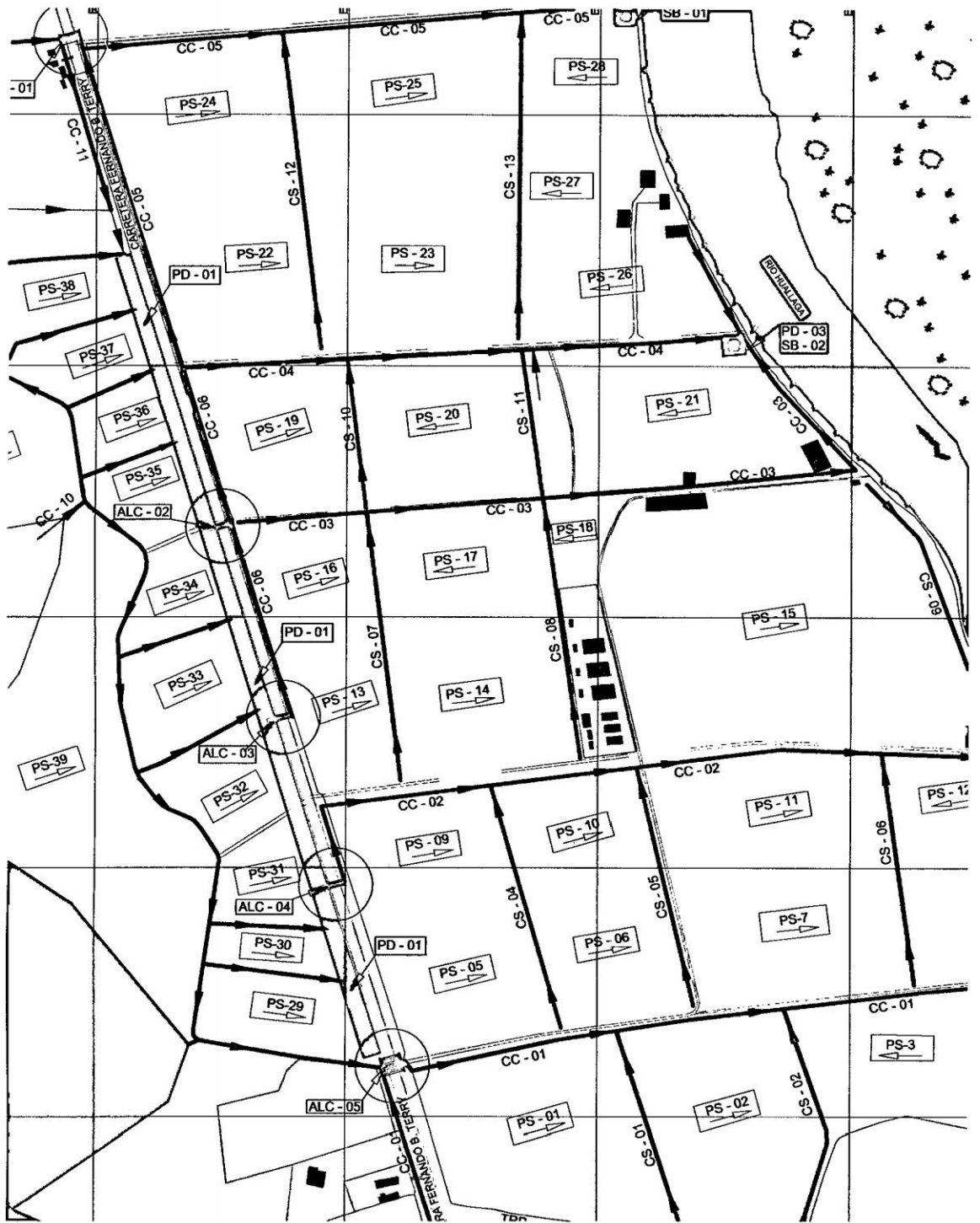


Figura 4.5: Ubicación de canales de evacuación pluvial Canales Colectores (CC) y canales secundarios (CS).

### 4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

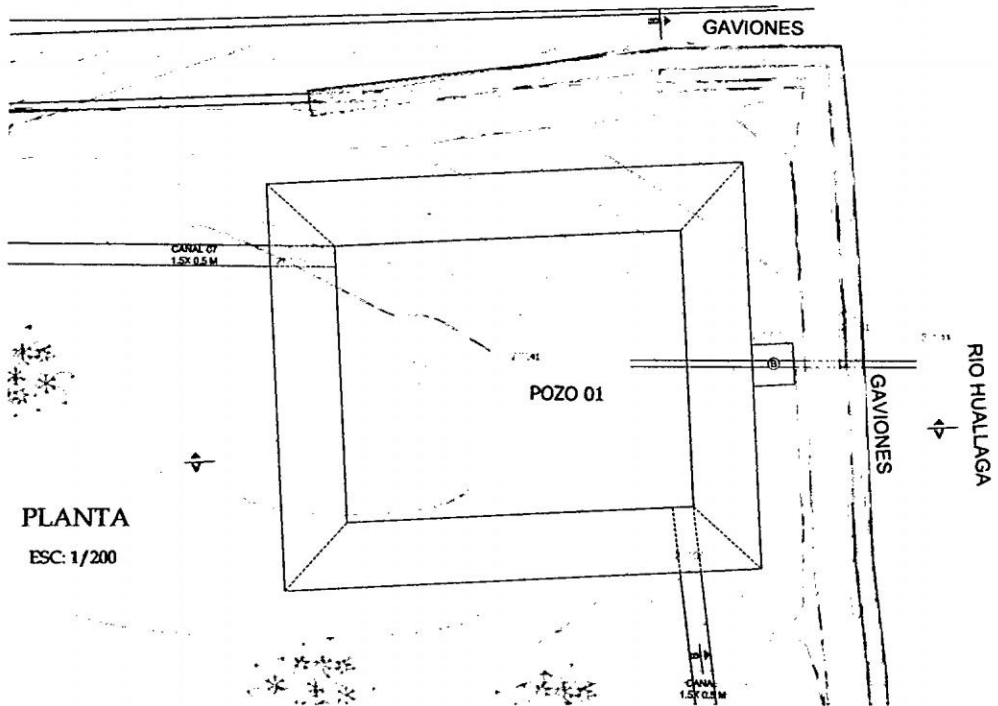


Figura 4.6: Ubicación de Pozo de Bombeo SB-01

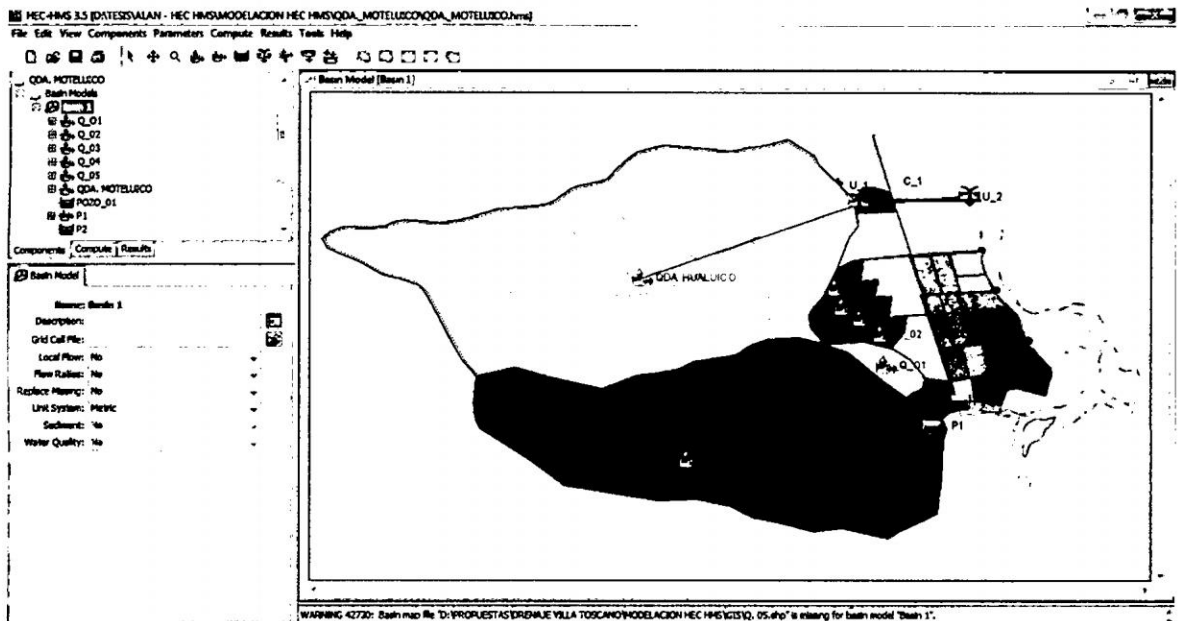


Figura 4.7: Simulación en HEC HMS v3.5

4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

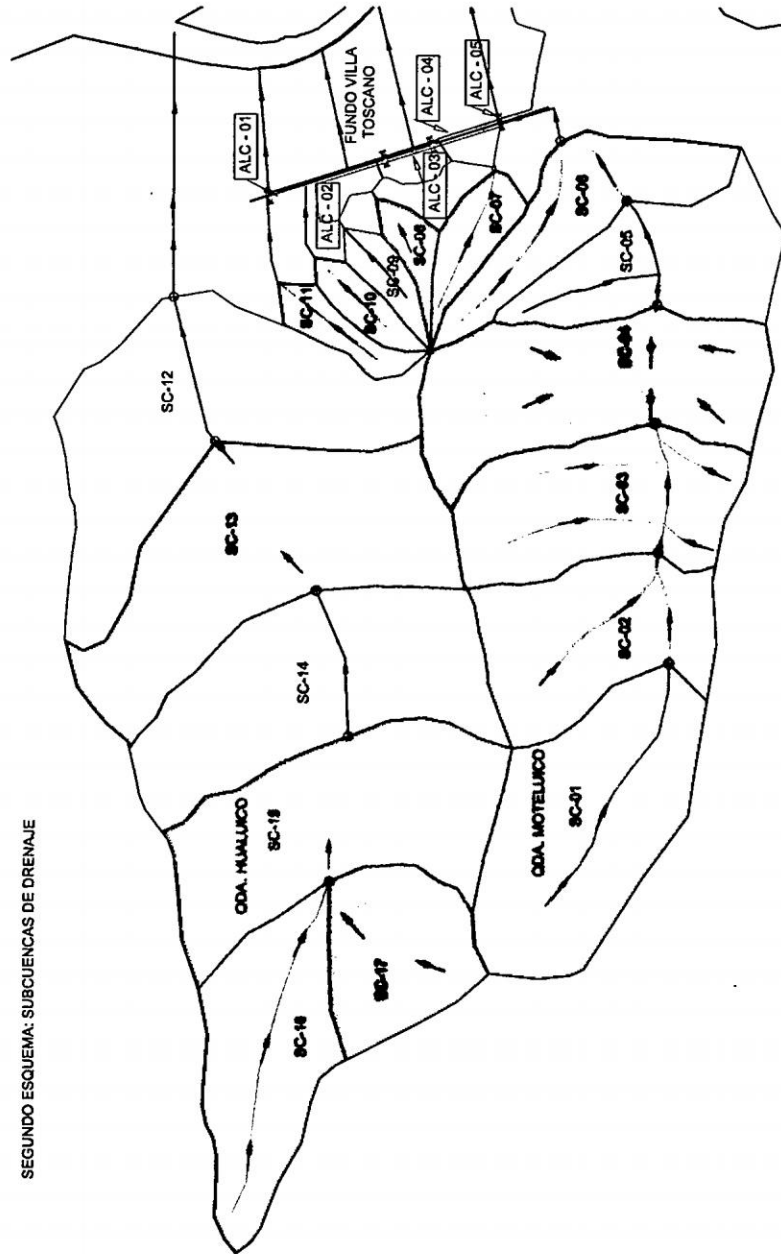


Figura 4.8: Ubicación de las subcuencas de drenaje plano segundo esquema S-02

### 4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

#### 4.3.2. Segunda Propuesta - Planos de Flujo Superficial

Las Subcuencas secundarias corresponden a los planos de flujo superficial, adyacentes a cada una de los canales secundarios. Las cuales fueron obtenidas con la ayuda del programa ArcGIS v. 10.1, cuyos resultados se muestran en los planos titulados Segundo esquema hidráulico de drenaje pluvial - gráfico y cartográfico S-01 y S-02. Se describen las áreas en el Cuadro 4.6

Cuadro 4.8: Ubicación y área de los planos de flujo superficial.

Orden	Plano Superficial	Area de la cuenca Km2	Orden	Plano Superficial	Area de la cuenca Km2
1	PS-01	0.091	22	PS-22	0.064
2	PS-02	0.092	23	PS-23	0.091
3	PS-03	0.061	24	PS-24	0.069
4	PS-04	0.077	25	PS-25	0.085
5	PS-05	0.051	26	PS-26	0.044
6	PS-06	0.044	27	PS-27	0.026
7	PS-07	0.071	28	PS-28	0.037
8	PS-08	0.065	29	PS-29	0.033
9	PS-09	0.052	30	PS-30	0.015
10	PS-10	0.042	31	PS-31	0.024
11	PS-11	0.064	32	PS-32	0.03
12	PS-12	0.033	33	PS-33	0.034
13	PS-13	0.033	34	PS-34	0.021
14	PS-14	0.061	35	PS-35	0.02
15	PS-15	0.192	36	PS-36	0.018
16	PS-16	0.041	37	PS-37	0.022
17	PS-17	0.057	38	PS-38	0.033
18	PS-18	0.011	39	PS-39	0.164
19	PS-19	0.056	40	PS-40	0.064
20	PS-20	0.065	41	PS-41	0.09
21	PS-21	0.943	42	PS-42	0.169

Fuente: Elaboracion Propia

La ubicación de estos planos de flujo superficial cuyos canales de recepción y puntos de aforo son los canales secundarios y los canales colectores respectivamente, instaladas arriba y abajo del fundo Villa Toscano, como se muestran en los planos titulados (Segundo esquema hidráulico de drenaje pluvial topológico y fisiográfico S-03 y S-04).

### 4.3.3. Segunda Propuesta - Pozo de Detención

En el presente trabajo de investigación se propuso 06 pozos de detención de aguas pluviales para la subcuenca SC-01 (Qda. Moteluico) que ayudara a atenuar aguas abajo. El primer pozo PD-01 (se encuentra en el plano titulado Pozos de Detención PZ-01) ubicado antes de la carretera Fernando Belaunde Terry las cuales colecta a las subcuencas SC-07, SC-08, SC-09, SC-10 y SC-11 y los planos de flujo superficial PS-29, PS-30, PS-31, PS-32, PS-33, PS-34, PS-35, PS-36, PS-37, PS-38, PS-39, PS-40, PS-41 y PS-42 este pozo transita su caudal mediante 03 alcantarillas estas se encuentran en la carretera Fernando Belaunde Terry, cruzando las alcantarillas se encuentran los canales colectores la alcantarilla ALC-02 drena al canal colector CC-06, la alcantarilla ALC-03 drena al canal colector CC-06 y la alcantarilla ALC-04 drena al canal colector CC-02 las cuales llevan el caudal a los pozos de detención que se encuentran al lado de los gaviones y espigones el canal colector CC-05 entrega sus aguas al pozo de detención PD-02 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-02, el canal colector CC-04 entrega sus aguas al pozo de detención PD-03 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-03, el canal colector CC-02 y CS-06 entrega sus aguas al pozo de detención PD-04 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-04 y el canal colector CC-01 que a su vez acumula su caudal de las subcuencas SC-01, SC-02, SC-03, SC-04, SC-05 y SC-06 entrega sus aguas al pozo de detención PD-05 se muestra en el plano titulado pozos de detención PZ-05, el caudal de estos pozos de detención son bombeados hacia el rio Huallaga para su descarga final.

### 4.3.4. Segunda Propuesta - Alcantarillas

Las alcantarillas que a continuación se mencionaran serán evaluadas para su respectiva capacidad hidráulica las cuales tendrán que soportar caudales que salen del vertedero del pozo de detención y estos a su vez de las 07 subcuencas y 14 planos de flujo superficial que se encuentran arriba del fundo villa toscano, todo este caudal reunido será con la que se

### 4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial

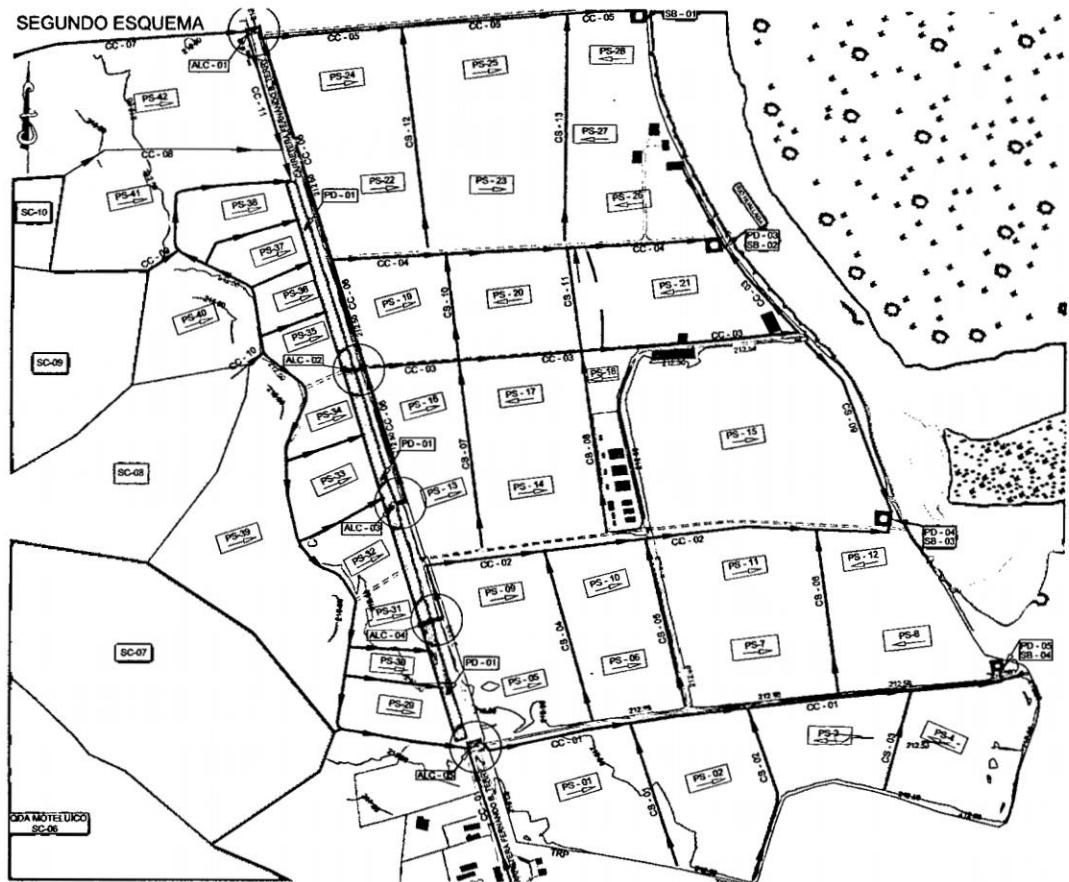


Figura 4.9: Ubicación de los pozos de detención PD-01, 02, 03, 04 y 05

tendrá que verificar las dimensiones de las alcantarillas ALC-02, ALC-03 y ALC-04 ubicadas en la carretera Fernando Belaunde Terry con progresivas y respectivas dimensiones en el Cuadro 4.8 se muestra en el plano titulado alcantarillas L-01,L-02 y L-03.

#### 4.3.5. Segunda Propuesta - Canales de Evacuación Pluvial

Los canales de evacuación pluvial CC-09 y CC-10 canales colectores drenan directamente a los canales existentes que se encuentran arriba del fundo villa toscano y estos drenan en el pozo de detención PD-01, los canales colectores CC-07 y CC-08 reciben el caudal de la subcuenca SC-05 y SC-06 y estos entregan al canal colector CC-11 quien este a su vez recibe de los planos de flujo superficial PS-41 y PS-42 entregando este colector al pozo de

### *4.3. Segunda Propuesta - Esquema Hidráulico de Drenaje Pluvial*

detención PD-01, el canal colector CC-11 recibe el caudal de la subcuenca SC-01 llamado Moteluico, el canal colector CC-01 reciben el caudal de la subcuenca SC-01, SC-02, SC-03, SC-04, SC-05, SC-06 quien este a su vez recibe los canales secundarios CS-01, CS-02 y CS-03 y este canal colector drena al pozo de detención PD-05, el canal colector CC-02 recibe los canales secundarios CS-04, CS-05 y CS-06 y este canal colector drena al pozo de detención PD-04, el canal colector CC-03 recibe los canales secundarios CS-07 y CS-08 y el canal colector CC-04 recibe los canales secundarios CS-10 y CS-11 estos canales colectores drenan al pozo de detención PD-03 y el canal colector CC-05 recibe los canales secundarios CS-12 y CS-13 que a la vez este colector recibe una fracción del canal colector CC-06 y entrega su caudal al pozo de detención PD-02.

#### **4.3.6. Segunda Propuesta - Sistema de Bombeo**

Se necesita un sistema de bombeo para poder evacuar las aguas de las lluvias en los pozos de detención PD-02, PD-03, PD-04 y PD-05 y este eliminar hacia el rio Huallaga.

#### **4.3.7. Segunda Propuesta - Topología de la Red de Drenaje para Simulación en HEC-HMS v3.5**

La topología de esta segunda propuesta se muestra en los planos denominados segundo esquema hidráulico de drenaje pluvial - subcuenca de drenaje grafico S-01, S-02 y S-03 en donde están las 07 subcuencas y en el plano denominado segundo esquema hidráulico de drenaje pluvial grafico L-01, L-02, L-03 y L-04 se muestra los planos de flujo superficial, canales de evacuación pluvial, alcantarillas, pozos de detención y sistemas de bombeo.

## **4.4. Discusión Cualitativa de Propuestas y Elección del Esquema Hidráulico**

De acuerdo a las propuestas analizadas, y realizadas a los esquemas hidráulicos de drenaje pluvial, se determinó que la solución más adecuada es diseñar la primera propuesta a base de pozos de detención, canales colectores, planos de flujo superficial y sistemas de bombeo, ya que el gerente del fundo villa toscano manifestó que la población no está dispuesta a colocar una red de pozos en serie en las quebradas Moteluico y Hualuico y tampoco una batería de alcantarillas a construir en la carretera Fernando Belaunde Terry por razones económicas. Otro factor importante es la localización de las viviendas aledañas, ya que éstas se encuentran en el cauce principal de la quebrada Moteluico originando su desvío y repartiendo su caudal en dos partes, lo que complica el diseño en la red de canales y pozos de detención.

# Capítulo 5

## Simulación del Sistema de Drenaje Pluvial

### 5.1. Introducción

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo fundamental en primer término diseñar el esquema hidráulico de drenaje pluvial como son el análisis hidrológico e hidráulico, del área de drenaje que permita una correcta instalación del camino de acceso al drenaje pluvial en el fundo Villa Toscano en cuyo trayecto existen diferentes quebradas que cruzan el camino a lo largo de su recorrido, siendo necesario la instalación de pozos de detención, canales de evacuación pluvial, planos de flujo superficial, verificación de las alcantarillas y sistemas de bombeo, que permita evacuar las aguas de lluvia en épocas de avenida, hacia puntos de drenaje adecuados sin la consiguiente erosión e inundación aguas abajo de estas estructuras hidráulicas propuestas y serán diseñados de acuerdo a la investigación realizada en los capítulos anteriores.

### **Ubicación del Proyecto**

El área de estudio se encuentra en el departamento de Tarapoto, provincia de Picota, distrito de Picota, en la margen izquierda del río Huallaga aproximadamente a 2 km de la plaza principal.

La coordenada UTM del BM 1 es:

- Este : 352122.684
- Norte : 9237819.030
- Altitud : 212.615

La coordenada UTM del BM 2 es:

- Este : 350866.899
- Norte : 9237163.222
- Altitud : 520.278

### **Estudio Hidrológico**

#### **Generalidades**

Este estudio corresponde aguas arriba y aguas abajo de la carretera Fernando Belaunde Terry, se determinara los caudales de diseño para un periodo de retorno adecuado que permitan un diseño óptimo de las estructuras de drenaje a proponer a lo largo del tramo del camino de acceso.

Estos caudales serán determinados a partir de un proceso de transformación Precipitación-Escorrentía, mediante el programa HEC-HMS v3.5, contando para ello con datos de

## *5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas*

precipitación máxima de 24 horas que permitan obtener los Hietogramas de diseño para diferentes periodos de retorno en la zona de estudio.

Para el cálculo de caudales de diseño se utilizara el método del Hidrograma Unitario del SCS para cuencas principales y el método de onda cinemática para los planos de flujo superficial, de igual manera para el cálculo de caudal de los canales se utilizara el modelo de onda cinemática que permita modelar el flujo superficial lateral de hasta dos planos en el HEC-HMS v3.5, para el modelamiento de los pozos de detención se utilizara el modelo de piscina nivelada.

### **Elección del periodo de retorno**

Para el estudio del proyecto se encontró 07 quebradas principales los cuales se diseñaran para un periodo de retorno de 50 años; las alcantarillas que cumplen las funciones de evacuar las aguas pluviales provenientes de las quebradas los cuales se diseñaran para un periodo de retorno de 30 años.

Los planos de flujo superficial y canales de evacuación pluvial también se diseñaron para un periodo de retorno de 50 años por tratarse importantes al igual que las quebradas.

## **5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas**

En el presente trabajo de investigación, se consideró como cuencas principales a las que tienen un curso natural de agua definida y depresión natural en la parte superior de la carretera, tal como se pudo constatar en la visita realizada al área de proyecto, cuyas características geomorfológicas y otros se describen en el Cuadro 5.1.

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

La ubicación de las quebradas principales de drenaje a lo largo de la carretera Fernando Belaunde Terry, se muestra en los Planos H-01, H-02 y H-03.

La delimitación de las áreas de drenaje fue obtenida a través de la cartografía de la zona de estudio y mediante el programa ArcGis v10, gracias a la ayuda de los Modelos de Elevación Digital realizada en toda el área de estudio, se pudo obtener la delimitación de las cuencas de drenaje.

Cuadro 5.1: Area de las 07 Quebradas

Orden	Subcuenca SC	Area de la Cuenca Km2
1	SC-01	10.11
2	SC-02	0.356
3	SC-03	0.185
4	SC-04	0.204
5	SC-05	0.225
6	SC-06	0.262
7	SC-07	13.26

Fuente: Elaboracion Propia

### 5.2.1. Características Geomorfológicas de las 07 Quebradas

Las características geomorfológicas de las cuencas son importantes para la determinación de los caudales de diseño, los cuales son obtenidas para las 07 quebradas.

Para las 07 quebradas se obtuvo cota más alta y la cota baja de la cuenca; los cuales se obtuvieron con la ayuda de la carta nacional, con estos datos se obtuvieron el tiempo de concentración los resultados se muestran en el cuadro 5.2.

Para el cálculo de tiempo de concentración se utilizó la siguiente formulación matemática de Kirpich ecuación 2.17 del capítulo II.

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

Cuadro 5.2: Características Geomorfológicas de las 07 quebradas

Quebrada	Cota mas Alta (m)	Cota mas Baja (m)	Longitud del Cauce	Tc (min.)
Moteluico	630.00	217.00	6025.00	44.54
Hualuico	575.00	225.00	6962.64	56.10
1	502.00	220.00	1069.60	7.01
2	502.00	219.00	700.94	4.29
3	502.00	221.00	727.10	4.49
4	502.00	223.00	747.34	4.65
5	502.00	225.00	908.43	5.84

Fuente: Elaboracion Propia

### 5.2.2. Recopilación de Datos Meteorológicos

La recolección de información precipitación máxima de 24 horas se utilizaron estaciones vecinas a la zona de estudio, habiendo registrado hasta tres estaciones: Pilluana (200msnm), Picota (200msnm) y Tingo de Ponaza (240msnm) obtenidas del SENAMHI.

Cuadro 5.3: Precipitación máxima en 24 horas, estación Pilluana.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2006	8.5	18.1	7.5	22.9	17.7	17.7	17.7	24.2	48.8	44.4	93.3	24.5
2007	35.2	8.8	67.3	15.4	33.5	10.2	8.5	14.5	38	68.8	77.5	45.6
2008	19.6	88.1	31.7	86	4.3	18.2	13.7	27.5	25.7	9.7	58.2	10.2
2009	22.1	70	25.8	95.2	30	21	9.2	38	67	15.4	50.2	2
2010	20.2	40.2	27.2	37.2	50.5	20	4.5	43.5	24.2	19	47.7	39.2
2011	40.7	12.5	42.1	49	39	39.3	10	7.4	42.8	-	-	-

Fuente: Senamhi

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - Dirección Regional de San Martín.  
 Información Hidrológica Estación Pilluana - 153316, Tipo: Convencional, Meteorológica.  
 Latitud : 6°46'43"

Longitud : 76°16'50"

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

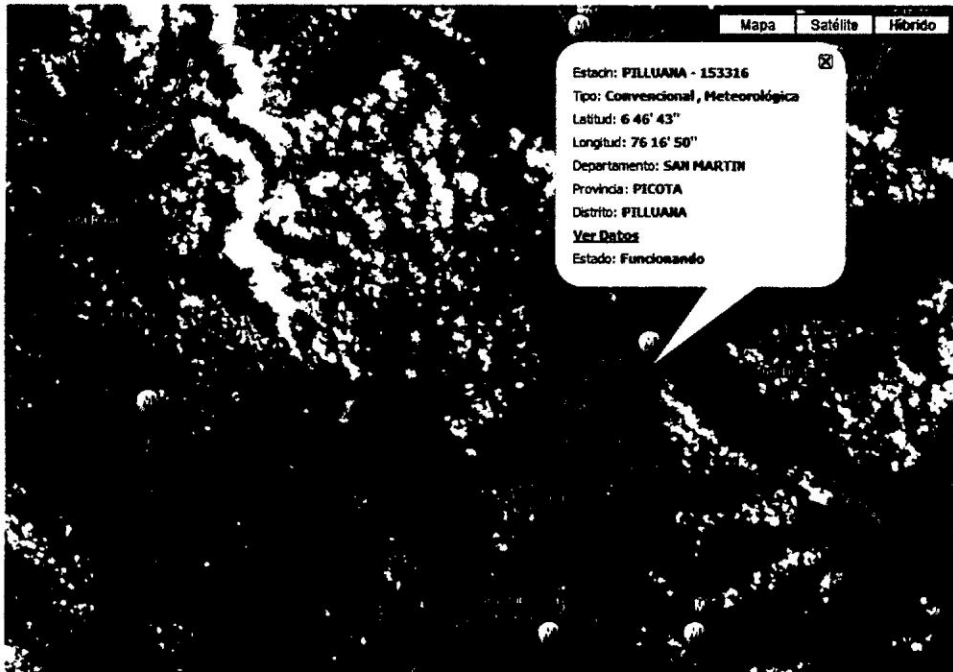


Figura 5.1: Ubicación de la Estación Pilluana

Cuadro 5.4: Precipitación máxima en 24 horas, estación Picota. Fuente Senamhi

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2006	8.5	18.1	7.5	22.9	17.7	17.7	17.7	24.2	48.8	16.2	44.7	7.8
2007	8.2	4.1	74.7	11.4	28	8.8	14.7	12.4	55.7	48.8	64.8	41.2
2008	11.8	43.3	18.1	74.1	10.9	7.5	20.9	10.4	24.2	27	42.4	10.2
2009	48.4	16.6	13.7	47.3	16.1	28.1	8.8	17.7	54.2	21.1	11.2	4.9
2010	6.8	33.6	13.6	15.3	22.9	17.7	17.7	19.1	52.5	29.3	55	21
2011	13.1	5.4	33.3	76	19.4	25.5	4.8	16.5	30.2	-	-	-

Fuente: Senamhi

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - Dirección Regional de San Martín.

Información Hidrológica Estación Picota - 153313, Tipo: Convencional, Meteorológica.

Latitud : 6°56'56"

Longitud : 76°20'20"

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

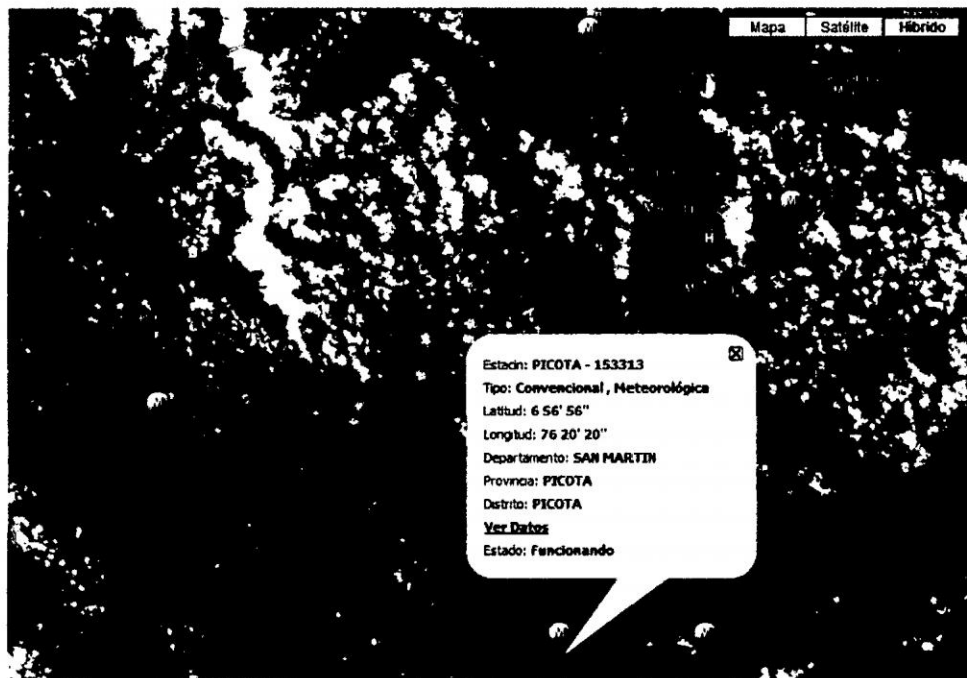


Figura 5.2: Ubicación de la Estación Picota

Cuadro 5.5: Precipitación máxima en 24 horas, estación Tingo de Ponaza. Fuente Senamhi

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2006	8.5	18.1	7.5	22.9	17.7	17.7	17.7	24.2	48.8	27.4	35.1	13.7
2007	9.2	9.1	66.6	23.1	36.7	30.9	24.4	11.5	49.8	36.5	73	43.3
2008	29.8	42.6	18.3	97.8	11.6	15.7	8.4	25.9	21.2	8.8	81.6	9.5
2009	37.9	32.9	21.3	45.8	31.4	20.5	9.8	17.2	44.1	65.4	41.3	12.2
2010	21.6	41	24.4	20.4	18.6	26.9	20.7	18.4	75.6	21.1	43.9	34.4
2011	39.8	19.2	44.7	102	15.8	38.7	23.7	25.6	74.1	-	-	-

Fuente: Senamhi

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - Dirección Regional de San Martín.  
 Información Hidrológica Estación Tingo de Ponaza - 000297, Tipo: Convencional,  
 Meteorológica. Latitud : 6°56'56"  
 Longitud : 76°15'15"

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

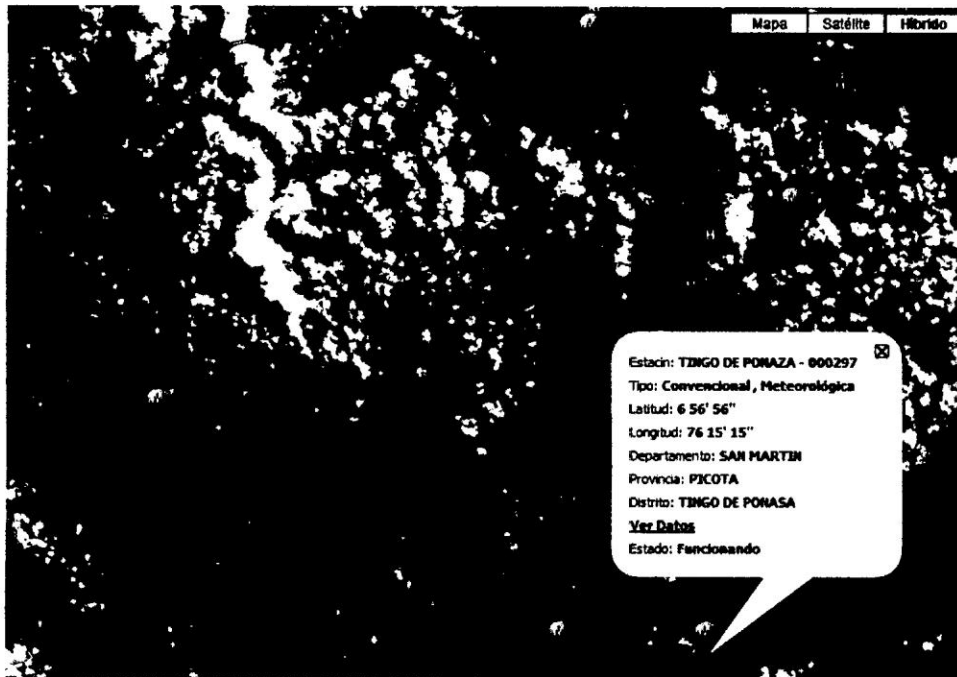


Figura 5.3: Ubicación de la estación Tingo de Ponaza

Cuadro 5.6: Precipitación Máxima Anual

Estación: Pilluana Altitud: 200 m.s.n.m.		Estación: Picota Altitud: 200 m.s.n.m.		Estación: Tingo de Ponaza Altitud: 240 m.s.n.m.	
Año	Pmax(mm)	Año	Pmax(mm)	Año	Pmax(mm)
2006	93.30	1998	48.80	1994	48.80
2007	77.50	1999	74.70	1995	66.60
2008	88.10	2000	74.10	1996	97.80
2009	95.20	2001	54.20	1997	65.40
2010	50.50	2002	52.50	1998	75.60
2011	49.00	2003	76.00	1999	102.00

Fuente: Elaboracion Propia

### 5.2.3. Estudio de Tormentas

Contando con los registros históricos, de Precipitación Máxima de 24 horas, de las Estaciones Pilluana, Picota y Tingo de Ponaza, se realiza el ajuste correspondiente de la serie histórica de precipitación de cada una de las estaciones a la distribución Teórica Gumbel, cuyo proceso matemático se muestra en la Figura 5.4, Figura 5.5 y Figura 5.6 para las Estaciones Pilluana, Picota y Tingo de Ponaza respectivamente, donde se puede notar

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

que el valor crítico del estadístico de Smirnov Kolmogorov para un nivel de significación de 0.05 (95 % de probabilidad), es mayor que la desviación máxima entre la distribución empírica y teórica para cada una de las estaciones por lo tanto las series históricas se ajustan a la distribución probabilística de Gumbel.

DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES - METODO GUMBEL							
ESTACION PILLUANA							
CUADRO N° 05							
Muestra	AÑO	i	P(mm)	A-Z	f(x) = i/(n+1)	F(x)	f(x) - F(x)
1	2006	1	93.30	49.00	0.14	0.00	0.14
2	2007	2	77.50	50.50	0.29	0.00	0.29
3	2008	3	88.10	77.50	0.43	0.82	0.39
4	2009	4	95.20	88.10	0.57	0.96	0.39
5	2010	5	50.50	93.30	0.71	0.98	0.26
6	2011	6	49.00	95.20	0.86	0.98	0.13
<b>MAX:</b>							<b>0.390</b>

R. Estadísticos		M. Momentos	
Promedio	75.6	$\alpha$	0.142
Desv. Est.	21.0	$\beta$	66.172
Máximo	95.2		
Mínimo	49.0		

PRECIPITACIONES DE DISEÑO vs TR		
CUADRO N° 06		
<b>Metodo de Momentos</b>		
$\alpha$	0.142	
$\beta$	66.172	
<b>Tr (años)</b>	<b>Yi</b>	<b>P (mm)</b>
10	2.25	57.02
20	2.97	62.09
30	3.38	63.00
50	3.90	70.00
100	4.60	73.57
200	5.30	78.47
300	5.70	81.33
500	6.21	84.93

Prueba de bondad de S. K.	
$\lambda$	= 0.142 Momentos
Nivel de Significacion = 0.05	
Tamaño muestral = 06	
$\Delta_0$	= 0.354
<b>Entonces se acepta la distribucion Gumbel</b>	

Figura 5.4: Distribucion de probabilidades metodo Gumbel, estación Pilluana.

En la Figura 5.4 podemos observar que se tiene una muestra n=5 como inicio de año 2006 y final 2011 y realizado la Distribucion de Probabilidades por el Metodo de Gumbel se tiene para un Tiempo de Retorno Tr=30años la Precipitacion P=63mm y Tr=50años la Precipitacion P=70mm.

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

<b>DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES - METODO GUMBEL</b>							
<b>ESTACION PICOTA</b>							
<b>CUADRO N° 06</b>							
Muestra	AÑO	i	P(mm)	A-Z	$f(x) = i/(n+1)$	F(x)	$ f(x) - F(x) $
1	2006	1	48.80	48.80	0.14	0.00	0.14
2	2007	2	74.70	52.50	0.29	0.04	0.25
3	2008	3	74.10	54.20	0.43	0.11	0.32
4	2009	4	54.20	74.10	0.57	0.98	0.41
5	2010	5	52.50	74.70	0.71	0.98	0.27
6	2011	6	76.00	76.00	0.86	0.99	0.13
						<b>MAX:</b>	<b>0.408</b>

<b>R. Estadísticos</b>		<b>M. Momentos</b>	
Promedio	63.4	$\alpha$	0.235
Desv. Est.	12.8	$\beta$	57.629
Máximo	76.0		
Mínimo	48.8		

<b>PRECIPITACIONES DE DISEÑO vs TR</b>		
<b>CUADRO N° 06</b>		
<b>Metodo de Momentos</b>		
$\alpha$	0.235	
$\beta$	57.629	
<b>Prueba de bondad de S. K.</b>		
$\Delta = 0.235$ Momentos		
<b>Tr (años)</b>	<b>Yi</b>	<b>P (mm)</b>
10	2.25	67.21
20	2.97	70.27
30	3.38	72.00
50	3.90	75.00
100	4.60	77.20
200	5.30	80.16
300	5.70	81.89
500	6.21	84.07

Nivel de Significacion = 0.05		$\Delta_0 = 0.453$
Tamaño muestral = 06		
<b>Entonces se acepta la distribucion Gumbel</b>		

Figura 5.5: Distribucion de probabilidades metodo Gumbel, estación Picota.

En la Figura 5.5 podemos observar que se tiene una muestra n=5 como inicio de año 2006 y final 2011 y realizado la Distribucion de Probabilidades por el Metodo de Gumbel se tiene para un Tiempo de Retorno Tr=30años la Precipitacion P=72mm y Tr=50años la Precipitacion P=75mm.

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES - METODO GUMBEL							
ESTACION TINGO DE PONAZA							
CUADRO N° 07							
Muestra	AÑO	i	P(mm)	A-Z	$f(x) = i/(n+1)$	F(x)	$ f(x) - F(x) $
1	2006	1	48.80	48.80	0.14	0.00	0.14
2	2007	2	66.60	65.40	0.29	0.31	0.02
3	2008	3	97.80	66.60	0.43	0.36	0.07
4	2009	4	65.40	75.60	0.57	0.71	0.13
5	2010	5	75.60	97.80	0.71	0.98	0.26
6	2011	6	102.00	102.00	0.86	0.99	0.13
						<b>MAX:</b>	<b>0.262</b>

R. Estadísticos		M. Momentos	
Promedio	76.0	$\alpha$	0.120
Desv. Est.	20.5	$\beta$	66.829
Máximo	102.0		
Mínimo	48.8		

PRECIPITACIONES DE DISEÑO vs TR		
CUADRO N° 06		
<b>Metodo de Momentos</b>		
$\alpha$	0.120	
$\beta$	66.829	
<b>Prueba de bondad de S. K.</b>		
$\Delta_0 = 0.289$		
Nivel de Significacion = 0.05		
Tamaño muestral = 06		
<b>Entonces se acepta la distribucion Gumbel</b>		

Tr (años)	Yi	P (mm)
10	2.25	57.58
20	2.97	63.58
30	3.38	67.00
50	3.90	68.00
100	4.60	77.16
200	5.30	82.96
300	5.70	86.35
500	6.21	90.61

Figura 5.6: Distribucion de probabilidades metodo Gumbel, estación Tingo de Ponaza.

En la Figura 5.6 podemos observar que se tiene una muestra n=5 como inicio de año 2006 y final 2011 y realizado la Distribucion de Probabilidades por el Metodo de Gumbel se tiene para un Tiempo de Retorno Tr=30años la Precipitacion P=67mm y Tr=50años la Precipitacion P=68mm.

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

Teniendo en cuenta la distribución probabilística de Gumbel ajustada a cada una de las series históricas de las estaciones analizadas, se procede a determinar las precipitaciones máximas de 24 horas de diseño para los periodos de retorno como se muestra en el cuadro 5.7, se muestra las precipitaciones máximas de 24 horas para los periodos de retorno de 30 y 50 años, para cada una de las estaciones con sus respectivas altitudes.

Cuadro 5.7: Precipitación máxima de 24 horas

ESTACION Nombre	ALTITUD msnm	Pmax (mm)	
		Tr = 30 años	Tr = 50 años
PILLUANA	200	63	70
PICOTA	200	65	72
TINGO DE PONAZA	240	67	68
PROMEDIO		65	70

Fuente: Elaboración Propia

Para la determinación del hietograma de precipitación se utilizó una precipitación promedio de 70 mm, el mismo que al ser transformado en caudal será calibrado con el caudal correspondiente a la sección transversal ubicada en el punto de aforo, obtenido mediante la ecuación de Manning.

### 5.2.4. Determinación del Hietograma de Diseño

Para la determinación del hietograma de diseño, en primer lugar se utilizara la ecuación regional denominada IILA-SENAMHI-UNI, para una duración de 24 horas, este hietograma genera un caudal de 80m<sup>3</sup>/s, en el punto de aforo de la SC-01, el mismo que resulta sumamente elevado, por lo que se descarta la utilización de esta ecuación.

Se utilizara la técnica del hietograma sintético del SCS (NRCS), para lo cual es necesaria la utilización de la precipitación de 70 mm para un periodo de retorno de 50 años, y duración de 24 horas, determinada a partir del Cuadro 5.8, se presenta el hietograma sintético tipo I, como hietograma adimensional el mismo que multiplicado por la precipitación de diseño,

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

permite obtener la precipitación acumulada y posterior precipitación incremental para un intervalo de tiempo de 1 hora.

En la Figura 5.7, se observa este hietograma de precipitacion total para un periodo de retorno de 50 años, aceptable para la zona de estudio.

Cuadro 5.8: Hietograma de precipitacion total Tipo I,  $T_r=50$  años.

<b>t</b> <b>(hr)</b>	<b>Tipo I</b> $P_t/P_24$	$P_{a,cum}$ <b>(mm)</b>	$P_{i,nt}$ <b>(mm)</b>
0.00	0.000	0.000	0.000
1.00	0.017	1.190	1.190
2.00	0.035	2.450	1.260
3.00	0.054	3.780	1.330
4.00	0.076	5.320	1.540
5.00	0.100	7.000	1.680
6.00	0.125	8.750	1.750
7.00	0.156	10.920	2.170
8.00	0.194	13.580	2.660
9.00	0.254	17.780	4.200
10.00	0.515	36.050	18.270
11.00	0.623	43.610	7.560
12.00	0.684	47.880	4.270
13.00	0.732	51.240	3.360
14.00	0.770	53.900	2.660
15.00	0.802	56.140	2.240
16.00	0.832	58.240	2.100
17.00	0.860	60.200	1.960
18.00	0.886	62.020	1.820
19.00	0.910	63.700	1.680
20.00	0.932	65.240	1.540
21.00	0.952	66.640	1.400
22.00	0.970	67.900	1.260
23.00	0.986	69.020	1.120
24.00	1.000	70.000	0.980

Fuente: Elaboracion Propia

### 5.2.5. Tasas de Infiltración

Para la determinación de los caudales de máximas avenidas, se seguirá el procedimiento de transformación precipitación escorrentía, para lo cual en primer lugar se determinara

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

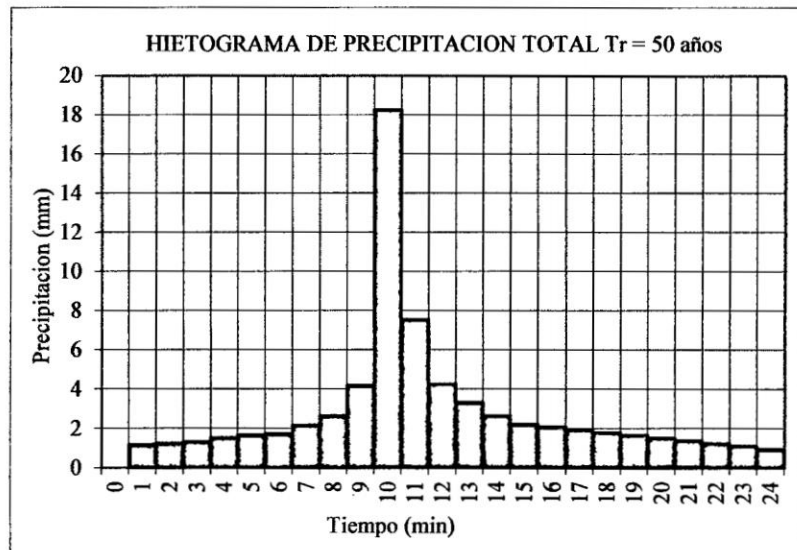


Figura 5.7: Hietograma de Precipitación Total

el hietograma de precipitación de exceso, mediante la metodología del Numero de curva, siguiendo la descripción de los números de curva dados en el manual del TR-55.

A partir del modelo del número de curva del SCS, cuyas formulaciones matemáticas permitirán determinar las tasas de infiltración y generar los hietogramas de precipitación de exceso, para los cual es necesario algunos parámetros como se muestra a continuación: SC-01 y SC-07

Cuadro 5.9: Condición Hidrológica Numero de Curva del SC-01 y SC-07

Condición Hidrológica	Bueno
Grupo hidrológico del suelo	C
Uso de la Tierra	Pastos > 75 %
Numero de curva	73

Fuente: Elaboracion Propia

Para las siguientes quebradas se le asignaron Número de Curva distinta SC-02, SC-03, SC-04, SC-05 y SC-06.

A partir del hietograma de precipitación total y teniendo en cuenta el número de curva igual a 73, considerando zona de Selva y Grupo Hidrológico C, elegido a partir de la visita

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

Cuadro 5.10: Condición Hidrológica Numero de Curva del SC-02, SC-03, SC-04, SC-05 y SC-06.

Condición Hidrológica	Bueno
Grupo hidrológico del suelo	C
Uso de la Tierra	Pastos > 75 %
Numero de curva	75

Fuente: Elaboracion Propia

técnica realizada a la zona de estudio así como de la vista aérea obtenida del Google Earth. Para la determinación de los hietogramas de precipitación de exceso cuadro 5.11, se tendra en cuenta las formulaciones matematicas expuestas en el capitulo II:

Contando con la ayuda del hietograma sintético tipo I del SCS (NRCS), propuesto por el servicio de conservación de Recursos Naturales de los Estados Unidos, se obtiene el hietograma de precipitación total para una duración de 24 horas, con un intervalo de tiempo de 1 hora, teniendo en cuenta la precipitación de diseño para un periodo de retorno de 50 años, como se muestra en la Figura 5.8

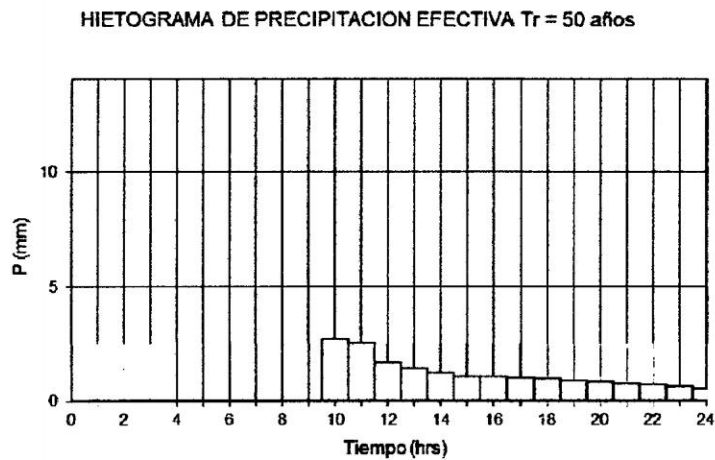


Figura 5.8: Hietograma de precipitación de exceso

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

Cuadro 5.11: Hietograma de precipitación de exceso

t (hr)	Pacum (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe acum (mm)	Hietograma Pe (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	1.190	1.190	0.000	0.000	0.000
2.00	2.450	2.450	0.000	0.000	0.000
3.00	3.780	3.780	0.000	0.000	0.000
4.00	5.320	5.320	0.000	0.000	0.000
5.00	7.000	7.000	0.000	0.000	0.000
6.00	8.750	8.750	0.000	0.000	0.000
7.00	10.920	10.920	0.000	0.000	0.000
8.00	13.580	13.580	0.000	0.000	0.000
9.00	17.780	17.780	0.000	0.000	0.000
10.00	36.050	18.789	14.582	2.679	2.679
11.00	43.610	18.789	19.634	5.187	2.508
12.00	47.880	18.789	22.213	6.878	1.691
13.00	51.240	18.789	24.119	8.331	1.453
14.00	53.900	18.789	25.559	9.552	1.221
15.00	56.140	18.789	26.725	10.626	1.073
16.00	58.240	18.789	27.784	11.667	1.042
17.00	60.200	18.789	28.742	12.669	1.002
18.00	62.020	18.789	29.607	13.624	0.955
19.00	63.700	18.789	30.385	14.526	0.902
20.00	65.240	18.789	31.082	15.369	0.843
21.00	66.640	18.789	31.703	16.148	0.779
22.00	67.900	18.789	32.251	16.860	0.712
23.00	69.020	18.789	32.730	17.500	0.641
24.00	70.000	18.789	33.144	18.067	0.567

Fuente: Elaboracion Propia

### 5.2.6. Hidrogramas Unitarios

La determinación del hidrograma unitario se realizara mediante la metodología del hidrograma unitario sintético del SCS (NRCS), siendo necesario la utilización del tiempo de concentración, el mismo que fue obtenido en el Cuadro 5.2. para la determinación final de los hidrogramas  $Q$  vs  $t$ , se utilizara el método de convolución discreta.

A continuación se describe el procedimiento seguido, para la obtención del hidrograma de máximas avenidas en los puntos de aforo de cada una de las cuencas de drenaje definidas en el plano H-01.

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

El tiempo de concentración, tiempo de retraso y área de la cuenca, obtenidos anteriormente, así como la utilización de las siguientes formulaciones matemáticas:

Cuadro 5.12: Hidrograma unitario del SCS

$t/T_p$	$q/q_p$	$t$ (min)	$q$ (m <sup>3</sup> /s/mm)
0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	0.030	0.094	0.067
0.200	0.100	0.189	0.223
0.300	0.190	0.283	0.423
0.400	0.310	0.378	0.690
0.500	0.470	0.472	1.046
0.600	0.660	0.567	1.469
0.700	0.820	0.661	1.825
0.800	0.930	0.756	2.070
0.900	0.990	0.850	2.203
1.000	1.000	0.945	2.226
1.100	0.990	1.039	2.203
1.200	0.930	1.134	2.070
1.300	0.860	1.228	1.914
1.400	0.780	1.323	1.736
1.500	0.680	1.417	1.513
1.600	0.560	1.512	1.246
1.700	0.460	1.606	1.024
1.800	0.390	1.701	0.868
1.900	0.330	1.795	0.734
2.000	0.280	1.890	0.623
2.200	0.207	2.079	0.461
2.400	0.147	2.268	0.327
2.600	0.107	2.457	0.238
2.800	0.077	2.646	0.171
3.000	0.055	2.835	0.122
3.200	0.040	3.024	0.089
3.400	0.029	3.213	0.065
3.600	0.021	3.402	0.047
3.800	0.015	3.591	0.033
4.000	0.011	3.780	0.024
4.200	0.010	3.969	0.022
4.400	0.007	4.158	0.016
4.500	0.005	4.252	0.011
4.600	0.003	4.347	0.007
4.800	0.002	4.536	0.003
5.000	0.000	4.725	0.000

Fuente: Elaboración Propia

A continuación vemos el Hidrograma Unitario del SCS

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

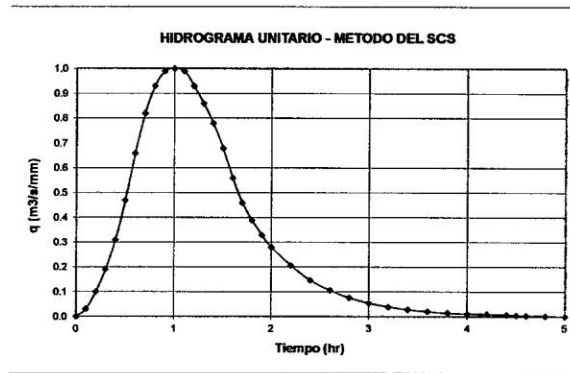


Figura 5.9: Hidrograma Unitario metodo del SCS

Finalmente la determinación de los hidrogramas de máximas avenidas, se realiza mediante la ecuación de convolución discreta y con la ayuda del programa HEC HMS v3.5, a partir de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= P_1U_1 \\
 Q_2 &= P_2U_1 + P_1U_2 \\
 Q_3 &= P_3U_1 + P_2U_2 + P_1U_3 \\
 &\vdots \\
 Q_M &= P_MU_1 + P_{M-1}U_2 + \dots + P_1U_M \\
 Q_{M+1} &= 0 + P_MU_2 + \dots + P_2U_M + P_1U_{M+1} \\
 &\vdots \\
 Q_{N-1} &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + P_MU_{N-M} + P_{M-1}U_{N-M+1} \\
 Q_N &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + 0 + P_MU_{N-M+1}
 \end{aligned}$$

Para la utilización de la ecuación 2.28, es necesaria la utilización de los pulsos de los hidrogramas de precipitación de exceso y los pulsos de los hidrogramas unitarios para un intervalo de tiempo igual a 1 hora para la obtención de un resultado aceptable, para cada una de las cuencas de drenaje, se observa en el Cuadro 5.13 las matrices.

Para la determinación del hidrograma Q vs t en cada uno de los puntos de aforo de cada una de las cuencas de drenaje se muestra en la Figura 5.10

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

Cuadro 5.13: Hidrograma unitario del SCS

2.679	0.000	0.000	0.000			Q1
2.508	2.679	0.000	0.000			Q2
1.691	2.508	2.679	0.000			Q3
1.453	1.691	2.508	2.679			Q4
1.221	1.453	1.691	2.508			Q5
1.073	1.221	1.453	1.691	2.213		Q6
1.042	1.073	1.221	1.453	0.529		Q7
1.002	1.042	1.073	1.221	0.093	=	Q8
0.955	1.002	1.042	1.073	0.021		Q9
0.902	0.955	1.002	1.042			Q10
0.843	0.902	0.955	1.002			Q11
0.779	0.843	0.902	0.955			Q12
0.712	0.779	0.843	0.902			Q13
0.641	0.712	0.779	0.843			Q14
0.567	0.641	0.712	0.779			Q15
0	0.567	0.641	0.712			Q16
0	0.000	0.567	0.641			Q17
0	0.000	0.000	0.567			Q18

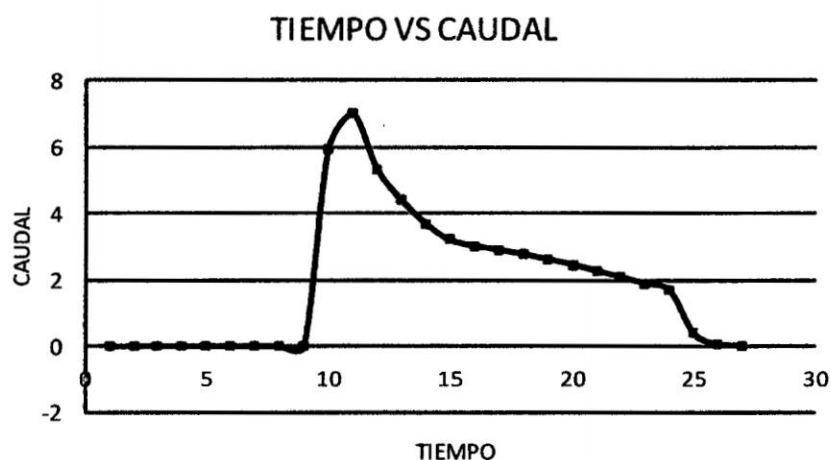


Figura 5.10: Hidrograma SCS

Comparación de resultados del hidrograma de diseño con el HEC-HMS v3.5

Quebrada Moteluco SC-01, obtenido en el punto de aforo Don Pollo mediante la solución de las ecuaciones matemáticas del SCS para la SC-01 el caudal es 6.96 m<sup>3</sup>/s y con el programa HEC-HMS v3.5 el caudal obtenido es 6.79 m<sup>3</sup>/s y se muestra en el Cuadro 5.14. A continuación se resume los resultados en cada una de las quebradas, obtenidas

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

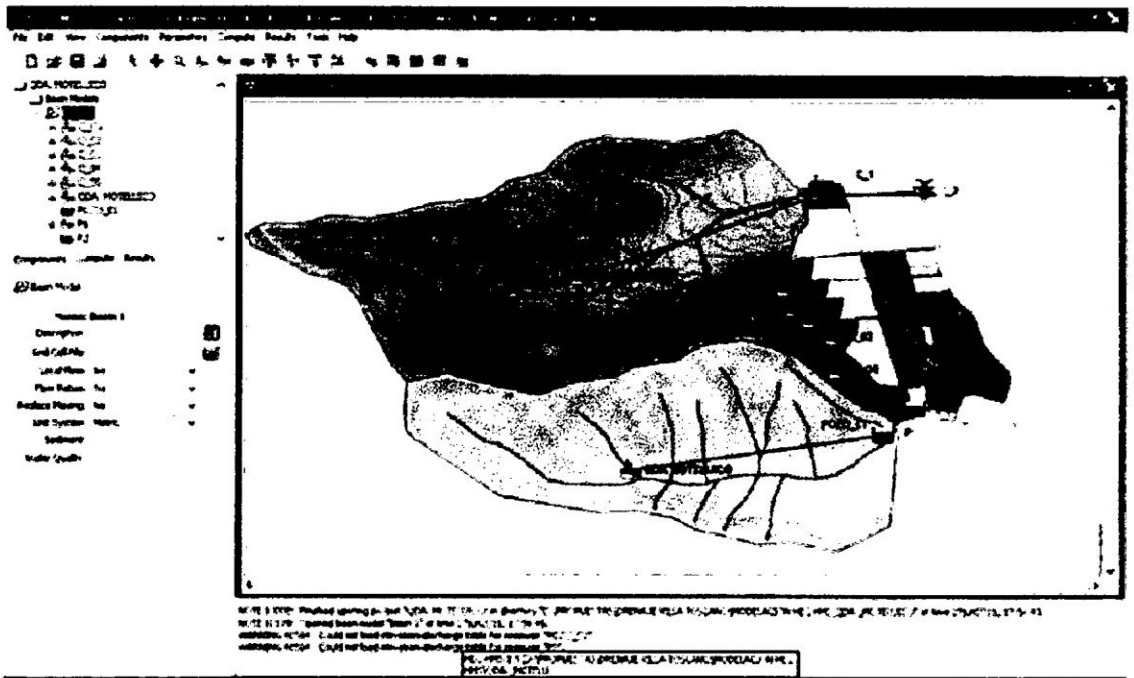


Figura 5.11: Determinación de hidrograma con el programa HEC-HMS v3.5

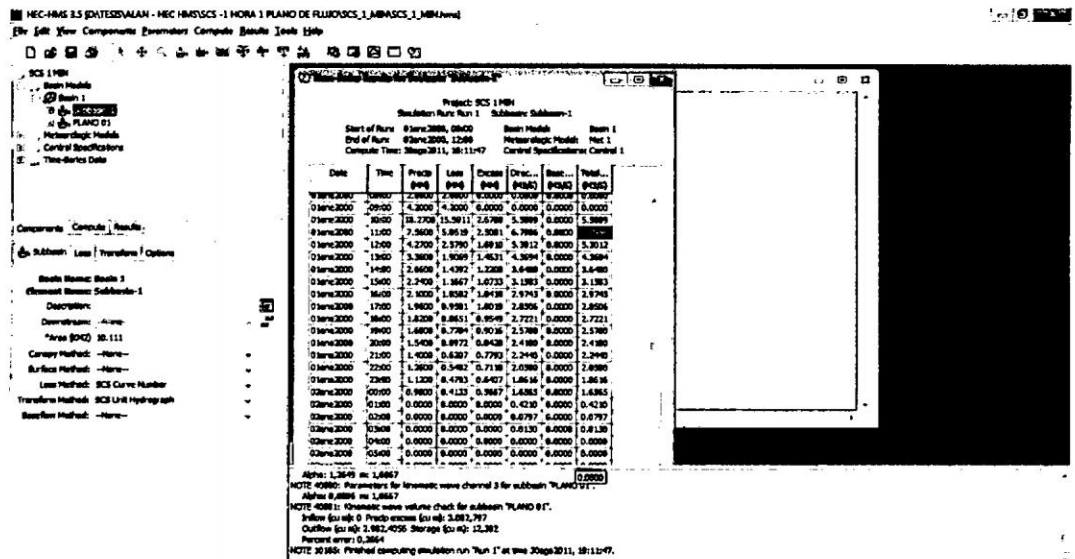


Figura 5.12: Resultados con el programa HEC HMS v3.5

con la solución analítica y el programa HEC-HMS v3.5

Los caudales que se generan desde el cerro picota son en total 0.98m<sup>3</sup>/s que no es des-

## 5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

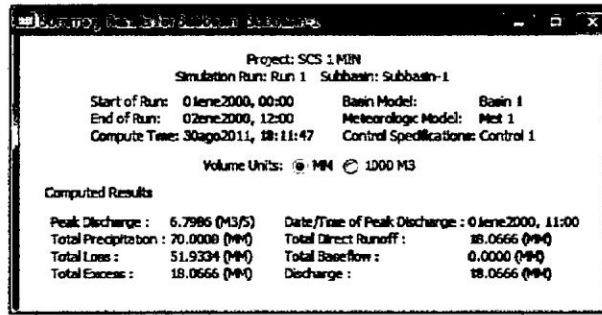


Figura 5.13: Resultados con el programa HEC HMS v3.5

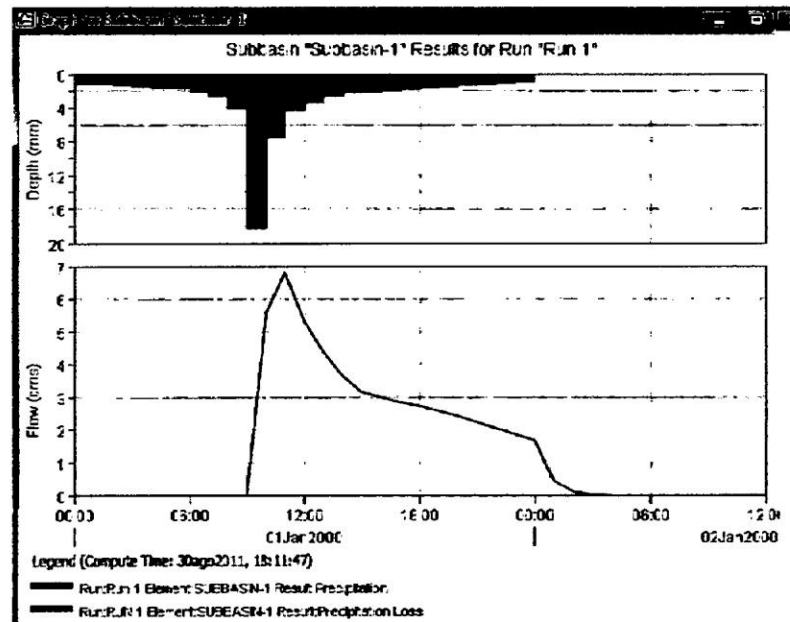


Figura 5.14: Resultados con el programa HEC HMS v3.5

preciable, el mismo que tiene que eliminarse, de tal forma de que llegue hasta el río Huallaga sin ocasionar problemas de inundación a los terrenos arriba y debajo de la carretera Fernando Belaunde Terry. Cabe resaltar que el caudal que ingresa al fundo villatocano corresponde a 3.0 m<sup>3</sup>/s, el mismo que será tomado como valor de diseño para el dimensionamiento de canales y pozos arriba y debajo de la carretera Fernando Belaunde Terry.

5.2. Determinación de Hidrogramas de Escorrentía en cada una de las 07 Quebradas

Cuadro 5.14: Comparacion de resultados

COMPARANDO RESULTADOS	
CALCULO MANUAL	HEC-HMS
5.9281	5.5899
6.9659	6.7986
5.3172	5.3012
4.3997	4.3694
3.6801	3.6480
3.1914	3.1583
3.0170	2.9743
2.8936	2.8506
2.7624	2.7221
2.6151	2.5780
2.4517	2.4180
2.2742	2.2440
2.0846	2.0580
1.8845	1.8616
1.6755	1.6565
0.3744	0.4210
0.0664	0.0797
0.0120	0.0130

Fuente: Elaboracion Propia

Cuadro 5.15: Resultado de cada una de las quebradas

QUEBRADA	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	
	CALCULO MANUAL	HEC-HMS
SC-01	6.97	6.80
SC-02	0.19	0.28
SC-03	0.09	0.15
SC-04	0.11	0.16
SC-05	0.09	0.18
SC-06	0.14	0.21
SC-07	9.14	8.92

Fuente: Elaboracion Propia

5.3. *Determinación de Hidrogramas de planos de Flujo Superficial a partir del Modelo de Onda Cinemática.*

### 5.3. Determinación de Hidrogramas de planos de Flujo Superficial a partir del Modelo de Onda Cinemática.

Los planos de flujo superficial adyacentes a cada una de los canales de drenaje, las cuales fueron obtenidas con la ayuda del programa ArcGis v10, cuyos resultados se muestran en los planos P-01,02,03 y 04.

Cuadro 5.16: Ubicación y área de los planos de flujo superficial

Orden	Plano Superficial	Area de la cuenca Km2	Orden	Plano Superficial	Area de la cuenca Km2
<b>Arriba de la carretera</b>					
1	PS-01	0.091	15	PS-15	0.192
2	PS-02	0.092	16	PS-16	0.041
3	PS-03	0.061	17	PS-17	0.057
4	PS-04	0.077	18	PS-18	0.011
5	PS-05	0.051	19	PS-19	0.056
6	PS-06	0.044	20	PS-20	0.065
7	PS-07	0.071	21	PS-21	0.943
8	PS-08	0.065	22	PS-22	0.064
9	PS-09	0.052	23	PS-23	0.091
10	PS-10	0.042	24	PS-24	0.069
11	PS-11	0.064	25	PS-25	0.085
12	PS-12	0.033	26	PS-26	0.044
13	PS-13	0.033	27	PS-27	0.026
14	PS-14	0.061	28	PS-28	0.037
<b>Abajo de la carretera</b>					
29	PS-29	0.033	36	PS-36	0.018
30	PS-30	0.015	37	PS-37	0.022
31	PS-31	0.024	38	PS-38	0.033
32	PS-32	0.03	39	PS-39	0.164
33	PS-33	0.034	40	PS-40	0.064
34	PS-34	0.021	41	PS-41	0.09
35	PS-35	0.02	42	PS-42	0.169

Fuente: Elaboracion Propia

La ubicación de estos planos de flujo superficial cuyos canales de recepción son los canales secundarios instaladas en el fundo villa toscano, como se muestran en el plano P-01,02,03.

### 5.3. Determinación de Hidrogramas de planos de Flujo Superficial a partir del Modelo de Onda Cinemática.

#### 5.3.1. Características Geomorfológicas de los planos de Flujo Superficial

Para la determinación del hidrograma ( $Q$  vs  $t$ ), en cada uno de los planos de flujo superficial tienen otras características puesto que se utilizó para el cálculo de caudales con el modelo de onda cinemática. Estas características son parámetros a utilizar en el modelo de onda cinemática se obtuvieron con la ayuda de la carta nacional y la visita de campo como se muestra en el Cuadro 5.16.

Para la determinación de los hidrogramas de caudales en cada uno de los 42 planos de flujo superficial arriba y debajo de la carretera Fernando Belaunde Terry, se utilizara el modelo de onda cinemática, para lo cual se tendrá en cuenta el siguiente esquema para la transformación precipitación escorrentía como se muestra en la Figura 5.16.

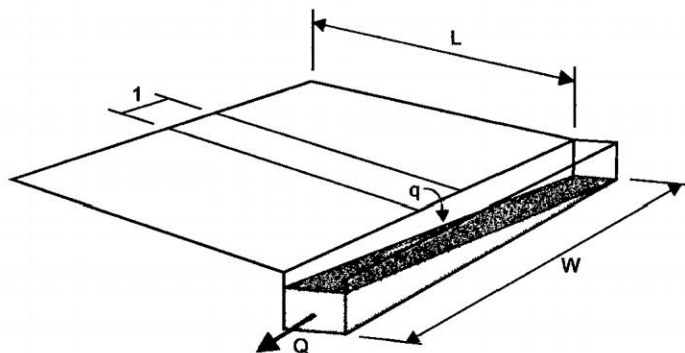


Figura 5.15: Planos de Flujo Superficial - Modelo de Onda Cinemática

La solución matemática de las dos ecuaciones anteriores se realiza mediante la técnica numérica de diferencias finitas, considerando el esquema de solución mostrado en la fig. 2.6:

Cuya ecuación recursiva de solución, para la determinación de los tirantes y caudales en diferentes posiciones y tiempos, se muestra a continuación:

5.3. Determinación de Hidrogramas de planos de Flujo Superficial a partir del Modelo de Onda Cinemática.

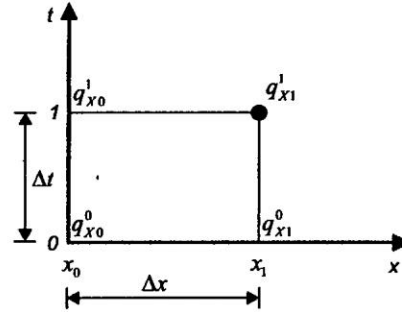


Figura 5.16: Esquema de Solución Numérica - Diferencias finitas

Resolviendo esta ecuación para cada punto de cálculo, obtenemos la evolución de los caudales en el tiempo y en el espacio, para la obtención del hidrograma de máximas avenida en el punto de aforo ubicado a la salida del canal del plano de flujo superficial.

Datos para obtener el hidrograma del plano de flujo superficial del primer plano PS-01 el que se detalla sus resultados para su posterior comprobación con el HEC-HMS v3.5.

Ahora transitamos por el canal.

La comprobación de cada uno de los planos de flujo superficial se realizara mediante el programa HEC-HMS v3.5 Para el plano de flujo superficial PS-01 se muestra en la Figura 5.17.

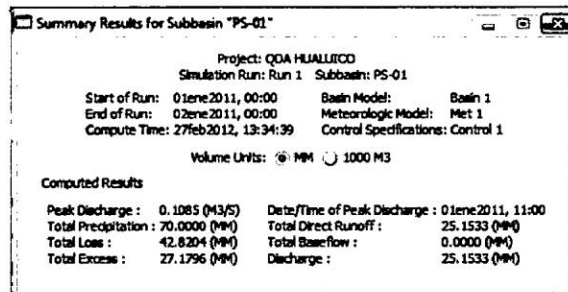


Figura 5.17: Solucion con el HEC HMS v. 3.5 del plano de flujo superficial PS-01

Para el hidrograma del plano de flujo superficial PS-01 mediante la solucion de las ecuaciones matematicas el caudal es 0.1080 m3/s y con el programa HEC - HMS v3.5 el caudal obtenido es 0.1085 m3/s.

#### 5.4. Transito Hidrológico de los Pozos de Detención

A continuación se resume los resultados de cada uno de los planos de flujo superficial, obtenidas con la solución analítica y el programa HEC - HMS v3.5:

El caudal total de los planos de flujo superficial arriba de la carretera es igual a 0.7933 m<sup>3</sup>/s, y el caudal total de los planos de flujo superficial debajo de la carretera es igual a 2.1039 m<sup>3</sup>/s, siendo ambos valores nada despreciables que generan también problemas de inundación a los terrenos agrícolas del fundo villa toscano.

### 5.4. Transito Hidrológico de los Pozos de Detención

Para el transito hidrológico del hidrograma aguas arriba de los pozos de detención ubicados al ingreso de cada una de las 03 alcantarillas que cruzan la carretera Fernando Belaunde Terry, se utilizara el método de piscina nivelada para realizar el transito hidrológico y posterior dimensionamiento de cada uno de estos tres pozos de detención.

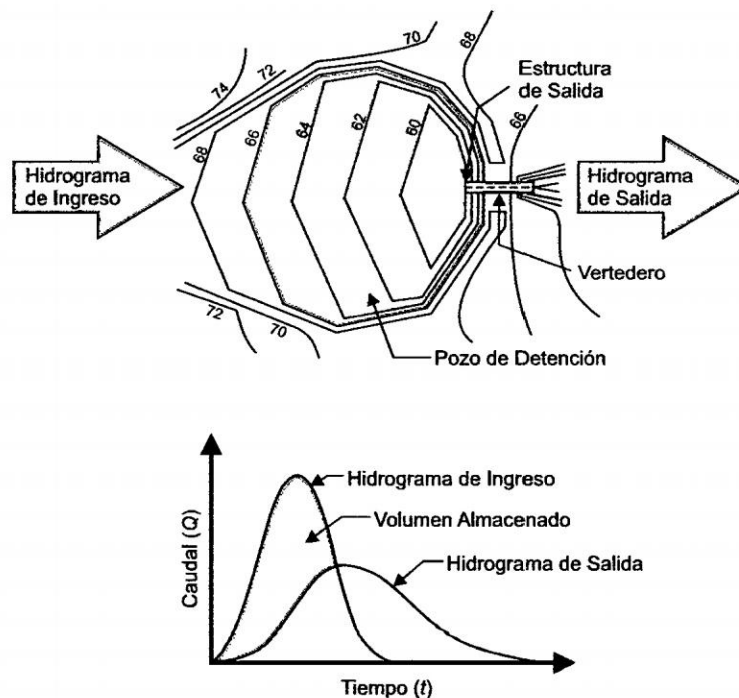


Figura 5.18: Transito Hidologico en Pozos de Detención

#### 5.4. Transito Hidrológico de los Pozos de Detención

Fundamentalmente, el tránsito en un pozo equivale a la solución de la ecuación de conservación de masa, que a continuación se describe.

La solución de la ecuación anterior, se realiza mediante un modelo de diferencias finitas que permite transitar el hidrograma de ingreso a un hidrograma de salida.

Para el desarrollo del tránsito, se necesita el hidrograma de ingreso, la relación entre la altura del pozo de detención y el volumen de almacenamiento, así como una relación entre el caudal de salida y la altura del pozo de detención. Para este caso se considerara un vertedero rectangular de pared gruesa, que vendría a ser el canal de salida del pozo de detención de dimensión 1340x 6m. En el Cuadro 5.22, se muestra el resumen de los datos indicados anteriormente.

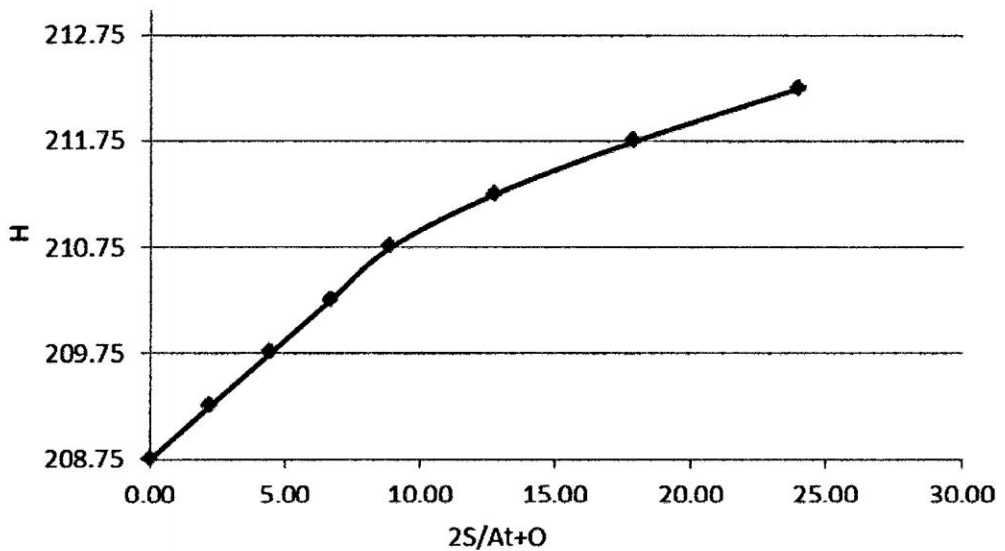


Figura 5.19: Grafico Piscina Nivelada

La comparación de resultados se hizo con la ayuda del programa HEC-HMS v3.5, cuyos resultados se muestran en el Cuadro 5.22.

En la comparación de resultados se muestra que en la solución analítica nos da un caudal de ingreso de 4.0143 m<sup>3</sup>/s y salida de 3.6372 m<sup>3</sup>/s una elevación de 211.59 cota de salida del vertedero máxima elevación. Con el programa HEC HMS v3.5 un caudal de ingreso

## 5.4. Transito Hidrológico de los Pozos de Detención

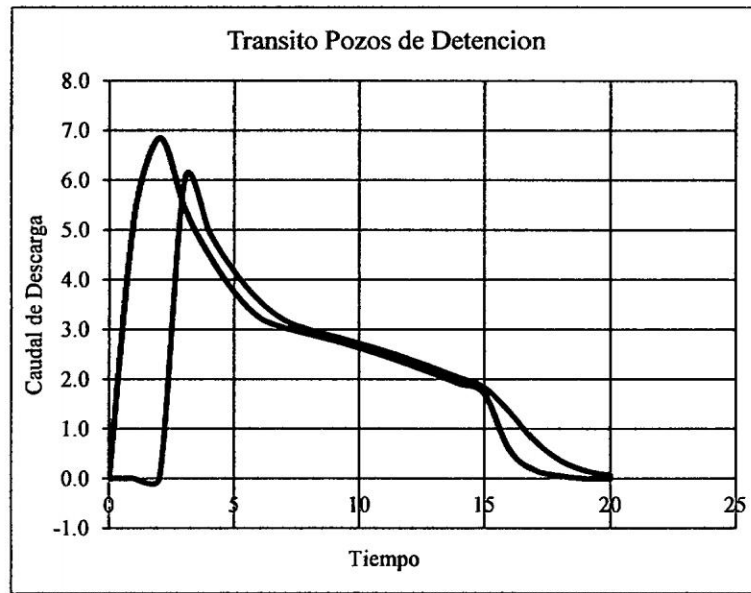


Figura 5.20: Hidrograma del Pozo de Detención

Project: QDA HUALLICO  
Simulation Run: Run 1 Reservoir: RESERVORIO 1340'6"

Start of Run: 01Jan2011, 00:00 Basin Model: Basin 1  
End of Run: 02Jan2011, 00:00 Hydrologic Model: Met 1  
Compute Time: 28Feb2012, 16:41:48 Control Specifications: Control 1

Date	Time	Inflow (m³/s)	Storage (1000 m³)	Outflow (m³/s)	Elevation (m)
01Jan2011	00:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	01:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	02:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	03:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	04:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	05:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	06:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	07:00	0.0000	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	08:00	0.0023	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	09:00	0.0146	14.1	0.0000	210.5
01Jan2011	10:00	3.1773	36.5	0.7733	211.1
01Jan2011	11:00		23.1		211.6
01Jan2011	12:00	3.1286	22.8	3.5167	211.6
01Jan2011	13:00	2.5434	21.7	2.7398	211.5
01Jan2011	14:00	2.1024	21.1	2.2753	211.4
01Jan2011	15:00	1.8130	20.6	1.9304	211.3
01Jan2011	16:00	1.6111	20.3	1.7400	211.3
01Jan2011	17:00	1.4909	20.1	1.6460	211.3
01Jan2011	18:00	1.5336	20.0	1.5725	211.2
01Jan2011	19:00	1.4901	19.8	1.4876	211.2
01Jan2011	20:00	1.3992	19.7	1.4021	211.2
01Jan2011	21:00	1.3828	19.5	1.3107	211.2
01Jan2011	22:00	1.1380	19.3	1.2107	211.2
01Jan2011	23:00	1.0485	19.1	1.1039	211.1
01Jan2011	00:00	0.9381	18.9	0.9994	211.1

Figura 5.21: Resultados del HEC-HMS del Pozo de Detención

de 3.9928 m<sup>3</sup>/s y salida de 3.8056 m<sup>3</sup>/s y una elevación de 211.60 cota de salida máxima elevación.

Con respecto a la Figura 5.20, se muestra que el pozo propuesto atenúa el hidrograma de ingreso, siendo aceptable en este caso.

## 5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva

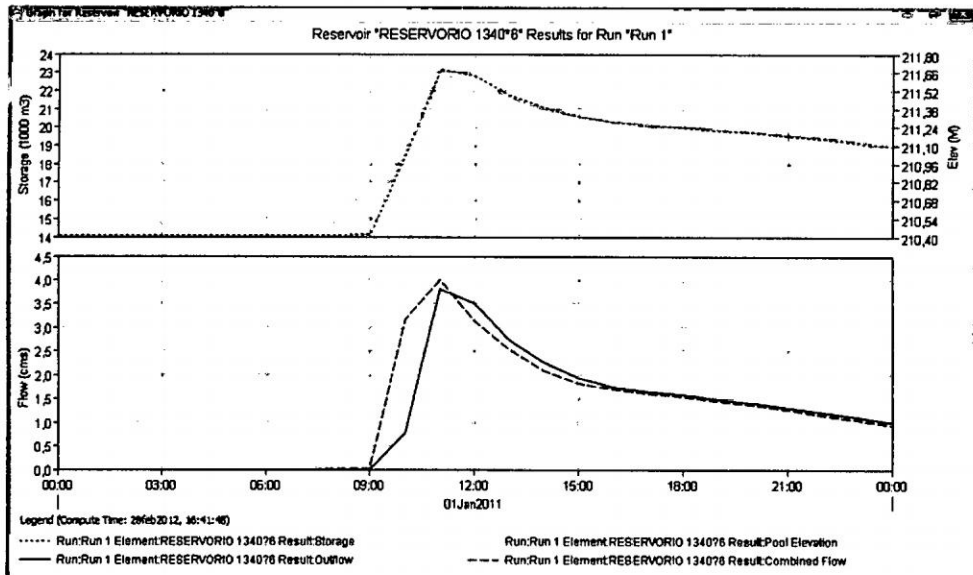


Figura 5.22: Hidrograma de Ingreso y Salida aguas abajo resultados HEC-HMS.

## 5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva

En el diseño de canales se considero que estas sean trapezoidales con un talud  $z=2$ , rugosidad del canal  $n= 0.025$ , pendiente del levantamiento topografico del lugar, el caudal de diseño se obtuvo de los caudales pico del Hidrograma Unitario-Metodo del SCS, canal excavado en tierra que contiene material fino no cohesivo, levemente redondeada, bajo contenido de sedimento en el agua, 25% de los cuales tiene un diametro de 1 pulg o mayor.

Para la verificación de la Fuerza tractiva permisible en el fondo del canal se hallara la velocidad maxima permisible de la Figura 3.1 en suelos no cohesivos de acuerdo a la granulometria Figura 3.2 para nuestro caso 1" de diametro teniendo como resultado en la Figura 3.3 (en unidades m/s, apartir de la ecuación de Manning obtendremos el Radio hidraulico, Area y perimetro).

### 5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva

Resolviendo las ecuaciones del Area y Perimetro obtenemos el tirante y la base, que de la ecuación del area propondremos la base y de esta se obtendra el tirante, teniendo un borde libre del 25 % tendremos la altura del canal trapezoidal, de la relación base sobre tirante  $b/y$ , interceptaremos en la Figura 3.2 la fuerza tractiva unitaria máxima en los lados inclinados, en la ecuación 3.1 se ingresaran como dato  $w$  (peso especifico del agua), pendiente (S) faltando hallar el tirante , al considerar un material levemente redondeado de 1 pulgada de diametro, el angulo de reposo  $\theta$ , Figura 3.2 se determina en 34.6 grados, el ángulo del canal trapezoidal  $\phi$  es 26.5 grados, la relación de fuerza tractiva mediante la ecuación 3.6 de donde hallaremos el valor de K, para un tamaño de 1 pulgada la fuerza tractiva sobre un fondo plano ecuación 3.4 de la cual es la misma de la Figura 3.2, este valor es igual a 0.4 veces el diametro en pulgadas de una particula, la fuerza tractiva permisible en los lados ecuación 3.5  $\tau_s$ , para un estado de movimiento inminente de las particulas en los taludes laterales  $0.2733y = \tau_s$  se igualan las ecuaciones y obtenemos, el tirante por consiguiente el ancho del fondo es  $b/y=1$  ;se obtiene el valor de b con ello se deduce el area, perimetro, radio hidraulico y caudal que en casos iterativos se aceptara el mas cercano al caudal de diseño.

La verificación de las dimensiones proporcionadas con  $z=2$  y  $b/y=1$ , la fuerza tractiva unitaria maxima en el fondo del canal Figura 3.2 es  $0.28lb/\pi e^2$  menor que  $0.4lb/\pi e^2$ , la cual es la fuerza tractiva permisible en el fondo. el proceso de verificación se muestra en el Cuadro 5.24.

Cuadro 5.17: Características Geomorfológicas de los planos de flujo superficial abajo de la carretera.

PLANO					CANAL				
Plano superficial	Area (Km2)	L (m)	S (m/m)	N	L (m)	S (m/m)	Forma	n manning	b (m)
<b>ABAJO DE LA CARRETERA</b>									
PS-01	0.091	271.7	0.0010	0.035	406.6	0.0010	trapez.	0.025	1.5
PS-02	0.092	249.2	0.0008	0.035	414.0	0.0005	trapez.	0.025	1.5
PS-03	0.061	278.9	0.0007	0.035	414.0	0.0005	trapez.	0.025	1.5
PS-04	0.077	230.3	0.0010	0.035	234.0	0.0007	trapez.	0.025	1.5
PS-05	0.051	235.7	0.0020	0.035	202.8	0.0005	trapez.	0.025	1.5
PS-06	0.044	208.1	0.0015	0.035	196.7	0.0005	trapez.	0.025	1.5
PS-07	0.071	364.1	0.0004	0.035	187.9	0.0010	trapez.	0.025	1.5
PS-08	0.065	252.9	0.0008	0.035	187.9	0.0010	trapez.	0.025	1.5
PS-09	0.052	235.7	0.0010	0.035	202.8	0.0002	trapez.	0.025	1.5
PS-10	0.042	208.1	0.0025	0.035	196.7	0.0002	trapez.	0.025	1.5
PS-11	0.064	364.1	0.0005	0.035	187.9	0.0002	trapez.	0.025	1.5
PS-12	0.033	252.9	0.0010	0.035	187.9	0.0007	trapez.	0.025	1.5
PS-13	0.033	162.0	0.0003	0.035	215.7	0.0015	trapez.	0.025	1.5
PS-14	0.061	278.5	0.0012	0.035	209.6	0.0030	trapez.	0.025	1.5
PS-15	0.192	381.5	0.0015	0.035	442.8	0.0008	trapez.	0.025	1.5
PS-16	0.041	381.5	0.0012	0.035	215.7	0.0006	trapez.	0.025	1.5
PS-17	0.057	278.5	0.0008	0.035	215.7	0.0006	trapez.	0.025	1.5
PS-18	0.011	153.5	0.0005	0.035	209.6	0.0002	trapez.	0.025	1.5
PS-19	0.056	221.8	0.0007	0.035	238.8	0.0005	trapez.	0.025	1.5
PS-20	0.065	264.2	0.0015	0.035	238.8	0.0005	trapez.	0.025	1.5
PS-21	0.094	387.6	0.0020	0.035	232.5	0.0020	trapez.	0.025	1.5
PS-22	0.064	261.4	0.0025	0.035	253.9	0.0015	trapez.	0.025	1.5
PS-23	0.091	332.4	0.0030	0.035	259.7	0.0020	trapez.	0.025	1.5
PS-24	0.069	261.4	0.0018	0.035	253.9	0.0015	trapez.	0.025	1.5
PS-25	0.085	332.4	0.0025	0.035	259.7	0.0020	trapez.	0.025	1.5
PS-26	0.044	238.1	0.0015	0.035	173.2	0.0010	trapez.	0.025	1.5
PS-27	0.026	238.1	0.0008	0.035	173.2	0.0005	trapez.	0.025	1.5
PS-28	0.037	238.1	0.0010	0.035	173.2	0.0008	trapez.	0.025	1.5

Fuente: Elaboracion Propia

5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva

Cuadro 5.18: Características Geomorfológicas de los planos de flujo superficial arriba de la carretera.

ARRIBA DE LA CARRETERA									
PS-29	0.03	215.6	0.0010	0.035	123.7	0.0007	Rect.	0.025	1.5
PS-30	0.02	192.4	0.0012	0.035	84.2	0.0008	Rect.	0.025	1.5
PS-31	0.02	125.4	0.0008	0.035	187.9	0.0005	Rect.	0.025	1.5
PS-32	0.03	179.1	0.0004	0.035	164.6	0.0002	Rect.	0.025	1.5
PS-33	0.03	212.7	0.0006	0.035	138.6	0.0004	Rect.	0.025	1.5
PS-34	0.02	107.1	0.0010	0.035	146.6	0.0008	Rect.	0.025	1.5
PS-35	0.02	153.8	0.0120	0.035	131.9	0.0010	Rect.	0.025	1.5
PS-36	0.02	149.3	0.0005	0.035	109.5	0.0015	Rect.	0.025	1.5
PS-37	0.02	182.1	0.0008	0.035	90.8	0.0020	Rect.	0.025	1.5
PS-38	0.03	271.2	0.0003	0.035	81.2	0.0030	Rect.	0.025	1.5
PS-39	0.16	258.4	0.0005	0.035	884.1	0.0030	Rect.	0.025	1.5
PS-40	0.06	329.0	0.0006	0.035	299.7	0.0030	Rect.	0.025	1.5
PS-41	0.09	329.0	0.0015	0.035	74.5	0.0030	Rect.	0.025	1.5
PS-42	0.17	519.6	0.0010	0.035	286.1	0.0030	Rect.	0.025	1.5

Fuente: Elaboracion Propia

Cuadro 5.19: Datos para obtener el hidrograma del plano de flujo superficial PS-01.

A=	110478.8	m <sup>2</sup>
L=	406.619	m <sup>2</sup>
B=	271.701	m
S (plano)=	0.001	m/m
S (canal)=	0.001	m/m
n=	0.025	
AX=	45	m
AT=	3600	seg
N (numero de curva)	80	

Fuente: Elaboracion Propia

5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva

Cuadro 5.20: Transformación lluvia escorrentia plano de flujo superficial PS-01

T hrs	q (m <sup>3</sup> /s/m)							Q m <sup>3</sup> /s
	x=0	x=45	x=90	x=135	x=180	x=225	x=271.701	
1	0	0	0	0	0	0	0	0.000
2	0	0	0	0	0	0	0	0.000
3	0	0	0	0	0	0	0	0.000
4	0	0	0	0	0	0	0	0.000
5	0	0	0	0	0	0	0	0.000
6	0	0	0	0	0	0	0	0.000
7	0	0	0	0	0	0	0	0.000
8	0	1.55E-08	1.81E-08	1.85E-08	1.86E-08	1.86E-08	1.86E-08	0.000
9	0	2.05E-06	3.29E-06	4.06E-06	4.56E-06	4.89E-06	5.11E-06	0.002
10	0	5.61E-05	1.04E-04	1.46E-04	1.83E-04	2.16E-04	2.47E-04	0.100
11	0	5.01E-05	9.93E-05	1.47E-04	1.93E-04	2.37E-04	2.80E-04	0.114
12	0	3.67E-05	7.53E-05	1.13E-04	1.52E-04	1.91E-04	2.30E-04	0.094
13	0	2.86E-05	5.90E-05	9.03E-05	1.22E-04	1.55E-04	1.88E-04	0.076
14	0	2.32E-05	4.78E-05	7.34E-05	9.98E-05	1.27E-04	1.55E-04	0.063
15	0	1.96E-05	4.03E-05	6.18E-05	8.40E-05	1.07E-04	1.31E-04	0.053
16	0	1.79E-05	3.65E-05	5.56E-05	7.53E-05	9.55E-05	1.16E-04	0.047
17	0	1.68E-05	3.41E-05	5.17E-05	6.97E-05	8.80E-05	1.06E-04	0.043
18	0	1.59E-05	3.21E-05	4.86E-05	6.53E-05	8.23E-05	9.94E-05	0.040
19	0	1.49E-05	3.01E-05	4.56E-05	6.13E-05	7.72E-05	9.32E-05	0.038
20	0	1.39E-05	2.81E-05	4.26E-05	5.73E-05	7.21E-05	8.71E-05	0.035
21	0	1.29E-05	2.61E-05	3.95E-05	5.31E-05	6.69E-05	8.09E-05	0.033
22	0	1.18E-05	2.39E-05	3.63E-05	4.89E-05	6.17E-05	7.47E-05	0.030
23	0	1.07E-05	2.17E-05	3.30E-05	4.45E-05	5.62E-05	6.81E-05	0.028
24	0	9.57E-06	1.95E-05	2.97E-05	4.01E-05	5.07E-05	6.15E-05	0.025

Fuente: Elaboracion Propia

Cuadro 5.21: Datos para obtener el hidrograma del plano de flujo superficial PS-01 Apartir del transito del canal.

$\Delta t$	3600	seg
$\Delta x$	81.3238	m
$\Delta t / \Delta x$	44.27	
$\alpha$	1.25	alfa se calcula
$\beta$	0.6	
n =	0.035	
P =	1.5	m
s =	0.001	1/1000
L =	406.619	m

Fuente: Elaboracion Propia

5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva

Cuadro 5.22: Comparcion de resultados analiticamente y con el HEC HMS.

PLANO SUPERF.	CAUDAL (m3/s)		PLANO SUPERF.	CAUDAL (m3/s)	
	MANUAL	HEC-HMS		MANUAL	HEC-HMS
<b>ABAJO DE LA CARRETERA</b>					
PS-01	0.1084	0.1085	PS-15	0.2237	0.2235
PS-02	0.1773	0.1779	PS-16	0.1132	0.1130
PS-03			PS-17		
PS-04	0.0912	0.0910	PS-18	0.1287	0.1285
PS-05	0.0585	0.0586	PS-19	0.1431	0.1429
PS-06	0.0503	0.0505	PS-20		
PS-07	0.1032	0.1031	PS-21	0.1119	0.1117
PS-08			PS-22	0.0737	0.0735
PS-09	0.0625	0.0622	PS-23	0.1044	0.1042
PS-10	0.0515	0.0513	PS-24	0.0798	0.0795
PS-11	0.0898	0.0897	PS-25	0.0999	0.0999
PS-12			PS-26	0.0506	0.0504
PS-13	0.0385	0.0384	PS-27	0.0312	0.0311
PS-14	0.0706	0.0705	PS-28	0.0442	0.0440
<b>ARRIBA DE LA CARRETERA</b>					
PS-29	0.0386	0.0384	PS-36	0.0213	0.0211
PS-30	0.0172	0.017	PS-37	0.0257	0.0255
PS-31	0.0284	0.0283	PS-38	0.0304	0.0302
PS-32	0.0354	0.0353	PS-39	0.1714	0.1712
PS-33	0.0406	0.0404	PS-40	0.0628	0.0626
PS-34	0.0315	0.0313	PS-41	0.1081	0.1079
PS-35	0.0327	0.0326	PS-42	0.1517	0.1515

Fuente: Elaboracion Propia

Cuadro 5.23: Resultados Canal Secundario

Canal Secundario	Q (m3/s)	V (m/s)	R	A (m2)	P (m)	b (m)	y (m)	y (m) propuesto	b/y
CS-01	0.108	1.37	0.29	0.08	0.27	0.50	0.11	0.50	1.00
CS-02	0.177	1.37	0.40	0.13	0.32	0.50	0.16	0.50	1.00
CS-03	0.091	1.37	0.40	0.07	0.17	0.50	0.10	0.50	1.00
CS-04	0.121	1.37	0.40	0.09	0.22	0.50	0.12	0.50	1.00
CS-05	0.102	1.37	0.40	0.07	0.19	0.50	0.10	0.50	1.00
CS-06	0.193	1.37	0.40	0.14	0.35	0.50	0.17	0.50	1.00
CS-07	0.152	1.37	0.34	0.11	0.33	0.50	0.13	0.50	1.00
CS-08	0.199	1.37	0.34	0.15	0.43	0.50	0.18	0.50	1.00
CS-09	0.224	1.37	0.34	0.16	0.48	0.50	0.18	0.50	1.00
CS-10	0.143	1.37	0.34	0.10	0.31	0.50	0.13	0.50	1.00
CS-11	0.112	1.37	0.34	0.08	0.24	0.50	0.11	0.50	1.00
CS-12	0.154	1.37	0.34	0.11	0.33	0.50	0.13	0.50	1.00
CS-13	0.330	1.37	0.34	0.24	0.71	0.50	0.24	0.50	1.00

Fuente: Elaboracion Propia

5.5. Verificación de la estabilidad del canal - metodo de la fuerza tractiva

Cuadro 5.24: Resultados Canal Colector

Canal Colector	Q (m3/s)	V (m/s)	R	A (m2)	P (m)	b (m)	y (m)	y (m) propuesto	b/y
CC-01	0.377	1.37	0.40	0.27	0.69	0.50	0.26	0.50	1.00
CC-02	2.416	1.37	0.67	1.76	2.62	1.00	0.72	1.00	1.00
CC-03	0.351	1.37	0.40	0.26	0.64	0.50	0.26	0.50	1.00
CC-04	2.255	1.37	0.67	1.64	2.45	1.00	0.69	1.00	1.00
CC-05	1.900	1.37	0.67	1.38	2.06	1.00	0.62	1.00	1.00
CC-06	3.416	1.37	0.83	2.49	2.99	2.00	0.72	1.00	2.00
CC-07	0.140	1.37	0.29	0.10	0.35	0.50	0.13	0.50	1.00
CC-08	0.090	1.37	0.12	0.07	0.55	0.50	0.10	0.50	1.00
CC-09	0.110	1.37	0.26	0.08	0.31	0.50	0.11	0.50	1.00
CC-10	0.090	1.37	0.24	0.07	0.28	0.50	0.10	0.50	1.00
CC-11	4.000	1.37	0.83	2.92	3.50	2.50	0.74	1.00	2.50

Fuente: Elaboracion Propia

## Capítulo 6

# Conclusiones y Recomendaciones

### 6.1. Resumen

La presente investigación tiene el objetivo de realizar una adecuada instalación del sistema de drenaje pluvial en los terrenos de la empresa VILLA TOSCANO SAC el cual se dedica a la explotación de plantaciones de tabaco, ubicado en la provincia de Picota, en el Departamento de Tarapoto, este sistema de drenaje se realizó con la finalidad que no ocurran inundaciones en los terrenos agrícolas del Fundo Villa Toscano.

### 6.2. Conclusiones

La investigación desarrollada en esta tesis ha llegado a las siguientes conclusiones :

1. Se realizó una delimitación de la cuenca en estudio en 07 subcuencas, donde se obtuvo la mayor área siendo la subcuenca SC-07 con  $13.26 \text{ Km}^2$  y la menor área siendo la subcuenca SC-03 con una área de  $0.185 \text{ Km}^2$ .

2. Se realiza el ajuste correspondiente a la serie historica de precipitacion de las estaciones teniendo en cuenta la distribucion probabilista de Gumbel para determinar precipitaciones maximas de 24h para periodos de retorno de  $Tr=30$  años y  $Tr=50$  años.

ESTACION Nombre	ALTITUD msnm	Pmax (mm)	
		Tr = 30 años	Tr = 50 años
Pillhuana	200	63	70
Picota	200	65	72
Tingo de Ponaza	240	67	68
Promedio		65	70

Para determinar el hietograma de precipitacion se utilizó una precipitacion promedio de 70mm.

3. Para el hietograma de diseño se utilizo la ecuacion regional de IILA-SUNAMHI-UNI para una duracion de 24 horas, este hietograma se obtuvo un caudal de  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cua les un caudal sumamente elvado y por l ocual se descarta la utilizacion de esta ecuacion. Se uso la técnica del hietograma sintético del SCS (NRCS), para lo cual se uso la precipitacion de 70 mm para un  $Tr=50$  años obteniendose un caudal de  $16.73 \text{ m}^3/\text{s}$ .
4. Se determino los Numeros de Curva de Escorrentia para toda la cuenca y a su vez para las subcuencas del proyecto, obteniendo para las subcuencas SC-01 y SC-07 un  $Cn=73$  y para el resto de las subcuencas un  $CN=75$ .
5. Se determino el Tiempo de Concentracion del Proyecto con la formula de Kirpich.
6. Se determino el Flujo Superficial apartir del Modelo de Onda Cinematica, obtenienddo un valor minimo de  $0.793 \text{ m}^3/\text{s}$  y maximo de  $2.103 \text{ m}^3/\text{s}$ .
7. Se realizo el Transito de las Estructuras de Almacenamiento usando el Modelo de Piscina Nivelada y estos datos obtenidos fue comprobado con el programa HEC-

HMS v3.5, obtenido los siguientes resultados 6.8 m<sup>3</sup>/s en el caudal de ingreso y de salida un caudal de 6.05 m<sup>3</sup>/s con tiempo de retardo de 1.8 seg

8. Se realizo la verificacion de la estabilidad del canal por el metodo de la fuerza tractiva obteniendose para el canal secundario un tirante  $y=0.24$  como minimo y se propuso un tirante de  $y=0.50\text{m}$ , para el canal principal se obtubo un tirante minimo  $y=0.72\text{m}$  y se propuso un tirante  $y=1.00\text{m}$ .
9. Se obtuvo datos numericos a la realidad del proyecto y se puede concluir que los resultados obtenidos en el proyecto y en la tesis son resultados BUENOS.
10. Se cumplieron los objetivos generales que es evitar la inundacion de los terrenos agricolas del Fundo Villa Toscano y los objetivos especificos que es la simulacion hidrológica.

### **6.3. Recomendaciones**

El Tránsito Hidrológico de la cuenca urbana es rápido y directo, se propone algunas recomendaciones para el diseño dentro de los temas desarrollados en la tesis.

1. Realizar un adecuado levantamiento de los datos de campo y planos topograficos para que se puedan reflejar la pendiente real del terreno.
2. Realizar una adecuada delimitacion del area de la cuenca y las areas de las Sub-Cuencas y definir adecuadamente el tipo de suelo para reflejar un Numero de Curva de Escorrentia adecuado ya que este ultimo inside directamente en el Hidrograma de Caudales.
3. Realizar varias iteraciones para ubicar una seccion adecuada en el diseño del canal colector y secundario de evacuacion pluvial.

4. Realizar varias iteraciones para encontrar el volumen adecuado de las Estructuras de Almacenamiento y realizar una adecuado dimensionamiento y optimizar el volumen y area de las Estructuras.

## 6.4. Temas Afines por Investigar

En la tesis se presenta el Tránsito Hidrológico, para que el diseño de las estructuras y canales, para que este completo el diseño, se necesita realizar el Tránsito Hidraulico en las tres etapas siguientes:

- Ampliar los métodos de Transito Hidrologico como Racional, Racional Modificado, EPA SWMM, SCS TR-20, SCS TR-55.
- Flujo estacionario, consiste en asumir que cada intervalo de tiempo de calculo las condiciones de flujo no cambia, se considera: Regimen Perminente uniforme, Simple translacion de los hidrogramas, Aplicable solo en redes arborecentes.
- Transporte de sedimentos, la acumulación en la superficie de transporte a lo largo de la linea de conducción, hay que indicar que estos procesos son todavia dificil de calibrar. Las caracterisitcas de los sedimentos, su granulometría y sobre todo su cohesión de los mismo condiciona el comportamiento de la cuenca a analizar.
- Con los métodos desarrollados finalmente realizar un programa en habla español, para el tránsito hidrológico e hidráulico de una área urbana.

# Bibliografía

- [1] A. OSMAN AKAN. Open channel hydraulics, First Edition. *Oxford UK, Elsevier Ltd*, 2006.
- [2] VENT TE CHOW. Hidrologia aplicada, Primera Edición. *Colombia, Mac Graw Hill Interamericana S.A.*, 1994.
- [3] VENT TE CHOW. Hidraulica de canales abiertos, Primera Edición. *Colombia, Mac Graw Hill Interamericana S.A.*, 2000.
- [4] ROCKY DURRANS. Stormwater conveyance modeling and design, First Edition. *United State of America, Bentley Institute Press*, 2007.
- [5] Primera Edición EDUARD NAUDASCHER. Hidraulica de canales. *Mexico, Editorial Limusa*, 2000.
- [6] JOEL ORE IWANAGA. Estructuras hidraulicas, Apuntes de clase. *Peru, Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga*, 2008.
- [7] JOEL ORE IWANAGA. Hidrologia general, Apuntes de clase. *Peru, Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga*, 2008.
- [8] ANTONIO MORENO JIMENEZ. Sistemas y analisis de la informacion geografica, Primera Edición. *Espana, Alfaomega*, 2004.

- [9] RICHARD H. McCUEN. Hydrologic analysis and design, Second Edition. *United State of America, Person Education*, 1998.
- [10] DAVID A. CHIN PhD PE. Water-resource engineerin, First Edition. *United State of America, Pearson Prentice Hall*, 2008.
- [11] CRISTIAN CASTRO PEREZ. Metodos numericos aplicados, Apuntes de clase. *Peru, Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga*, 2003.
- [12] JHON C. TANNEHILL. Computational fluid mechanics and heat transfer, First Edition. *UK, Taylor - Francis*, 1997.
- [13] THOMAS THOMAS. Wastewater collection system modeling and design, First Edition. *United State of America, Haestad Methods Inc*, 2004.
- [14] WEIMING WU. Computational river dynamics, First Edition. *UK, Taylor - Francis*, 2008.
- [15] NIEVES LANTADA ZARZOSA. Sistemas de informacion geografica. practicas con arcview, Primera Edicion. *Espana, Alfaomega*, 2004.

# Apéndice A

## Fotografías

En este apéndice se adjuntan fotografías de la zona en estudio: Visita de campo, recolección de datos y levantamiento topográfico.



Figura A.1: Fundo Villa Toscano donde se proyectara la construcción de canales de evacuación pluvial, pozo de detención y sistema de bombeo.



Figura A.2: Levantamiento topografico donde se proyectara la construccion de canales y planos de flujo superficial.



Figura A.3: Alcantarilla de concreto seccion cuadrada, verificación de capacidad hidraulica vista aguas arriba.



Figura A.4: Muestreo de material in Situ para su respectivo ensayo estandar de clasificación de material.



Figura A.5: Tramo donde se proyectara la construcción de pozos de detencion y planos de flujo superficial.



Figura A.6: Tramo donde se proyectara la construcción de pozos de detención y Sistema de Bombeo.



Figura A.7: Pozo de detención.



Figura A.8: Vista panorámica del Fundo Villa Toscano.



Figura A.9: Canal Colector de evacuación pluvial dentro del Fundo Villa Toscano.

# Apéndice B

## Manual del HEC-HMS v3.5

En este anexo, se aprenderá el ingreso de diversas opciones de calculo para obtencion de Hidrogramas en canales, planos de flujo superficial, pozos de detencion y subcuencas a partir de las precipitaciones que se incluiran en el programa y por sus diferentes metodos de solución como son el hidrograma sintetico del SCS.

El análisis se dará para la aplicación práctica del presente Proyecto de Tesis con fines de comparación a los cálculos obtenidos manualmente en hojas de cálculo.

Analisis del modelo.

Iniciar HEC HMS v3.5 y seleccione File/New para empezar un nuevo proyecto. Nombre el proyecto .Aplicación prácticaz seleccione Save as. Usando el Asistente de Proyectos Project Wizard, ingrese "Sistema de Drenaje Pluvialcomo el título del proyecto y su nombre en el campo Project Engineer. Si desea puede describir el proyecto en el cuadro de texto Comments.

Ahora seleccione el menu Componente y seleccionamos "Basin Modelsingresamos en New y le colocamos Basin 1, figura B.1.

Ahora seleccione el menu componente y seleccionamos "Meteorologic Modelsingresamos en New y le colocamos Met 1, figura B.2.

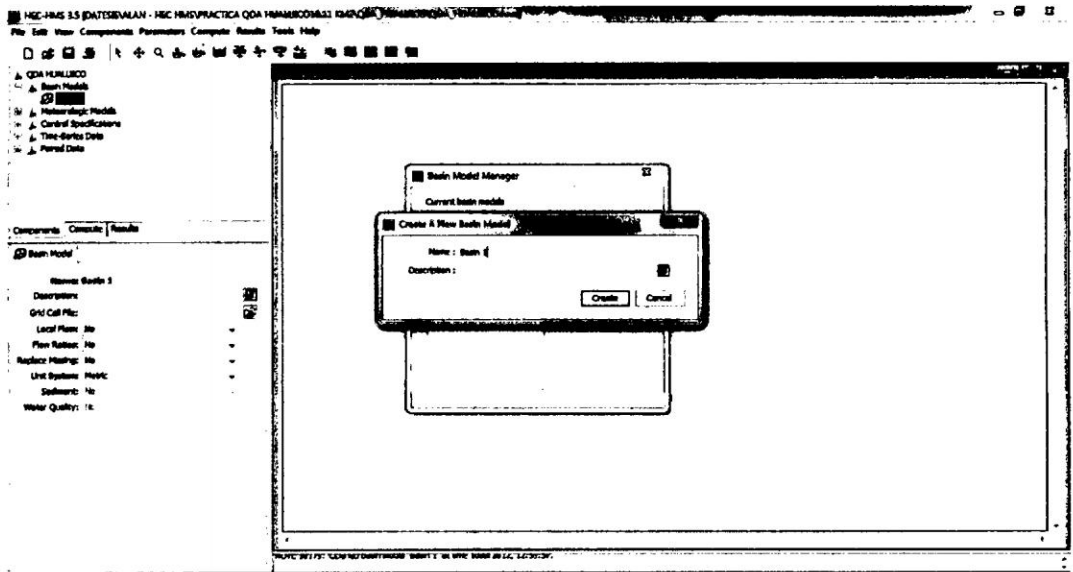


Figura B.1: Creacion de una nueva cuenca.

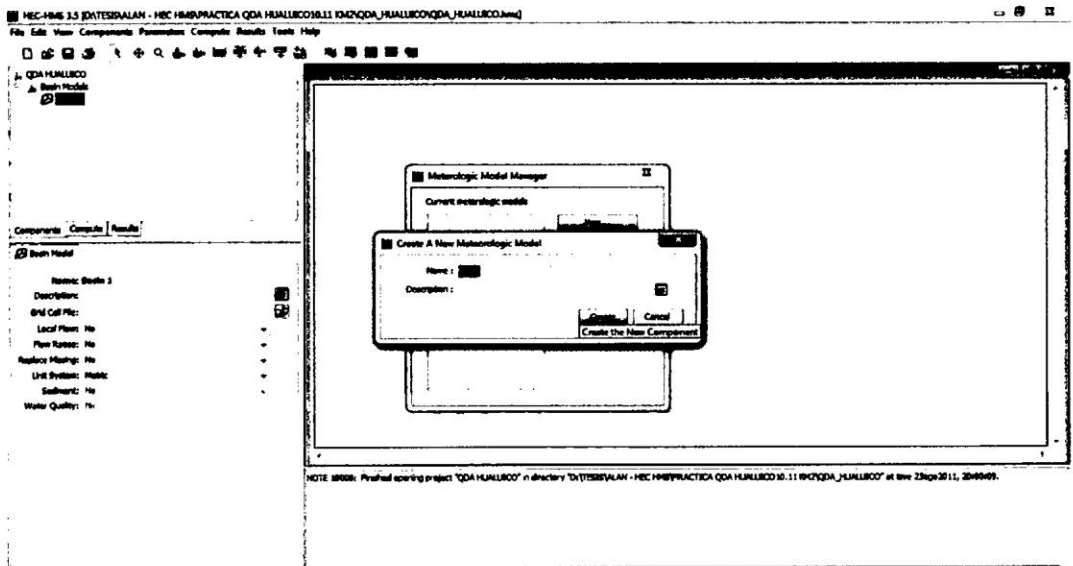


Figura B.2: Creación de modelo meteorologico.

Ahora seleccione el menu componente y seleccionamos Control Specifications Manageringresamos en New y le colocamos control 1, figura B.3.

Ahora seleccione el menu componente y seleccionamos "Time - Series Data Manageringre-

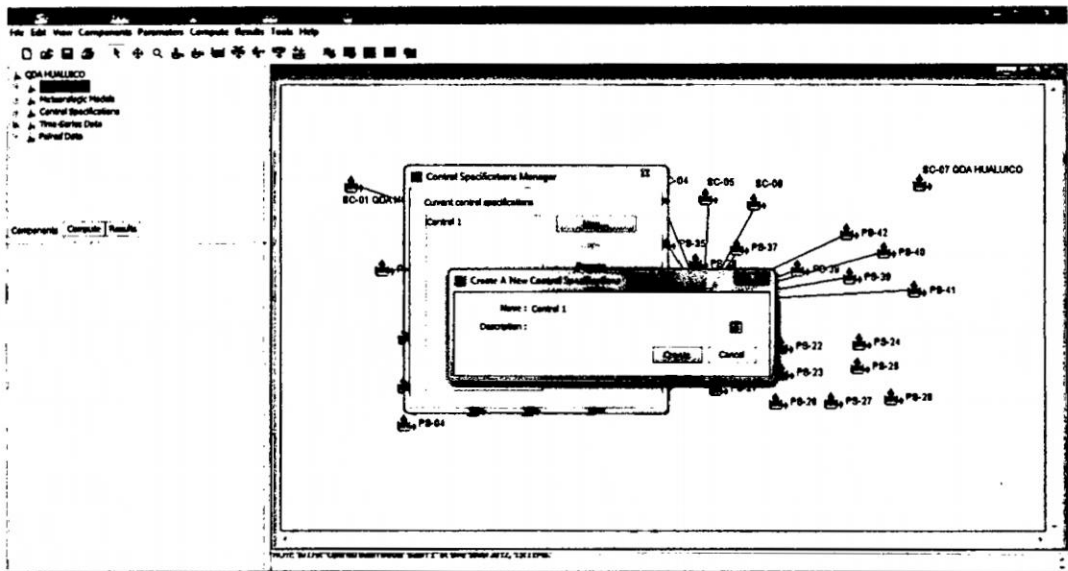


Figura B.3: Creación de Control de especificaciones.

samos a tipo de datos y seleccionamos Precipitation Gages creamos un nuevo archivo y le denominamos Gages 1, figura B.4.

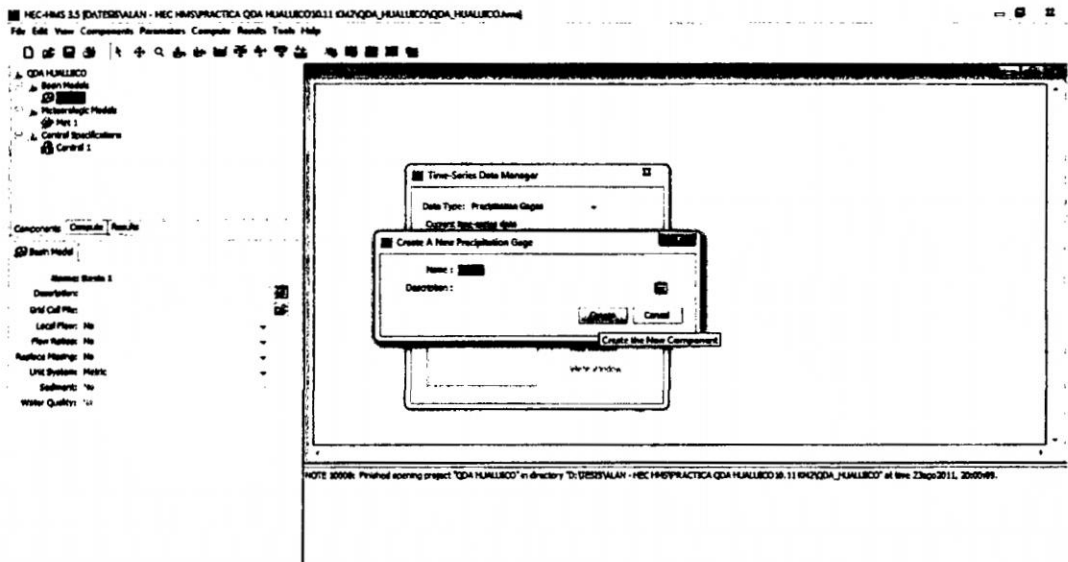


Figura B.4: Creación de Time - Series Data Manager.

Ahora seleccione el elemento herramienta de creacion de Subcuenca y creamos una nueva sub cuenca como elemento, aqui le llamaremos Subbasin-1, figura B.5.

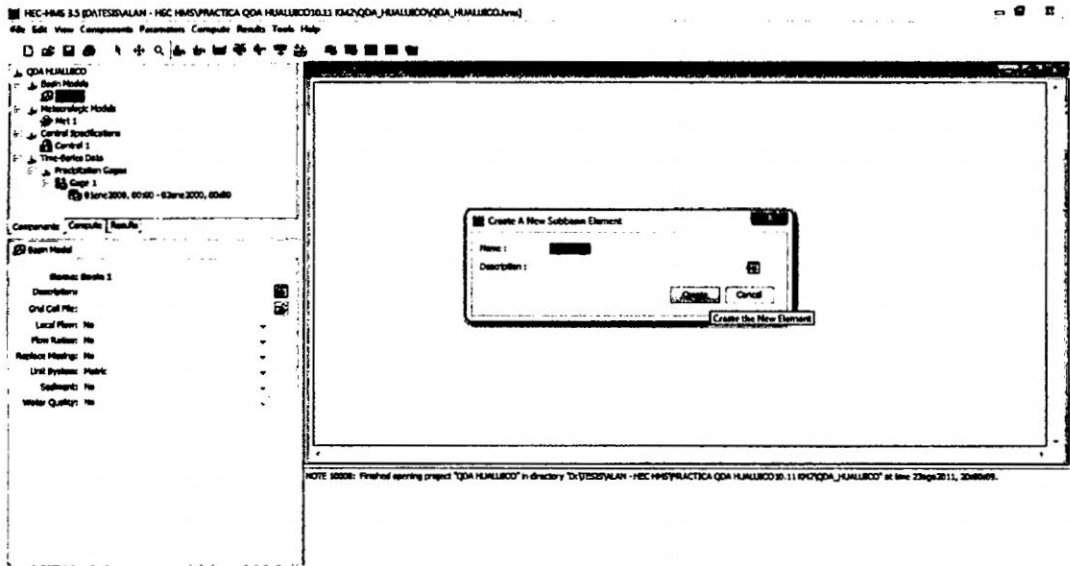


Figura B.5: Creación de sub cuencas.

Ahora seleccione el elemento herramienta e incluimos las características geomorfológicas de la subcuenca como area en Km2, el SCS numero de curva, metodo de transformación de precipitación escogemos el SCS unit Hydrograph y metodo de Baseflow none, figura B.6.

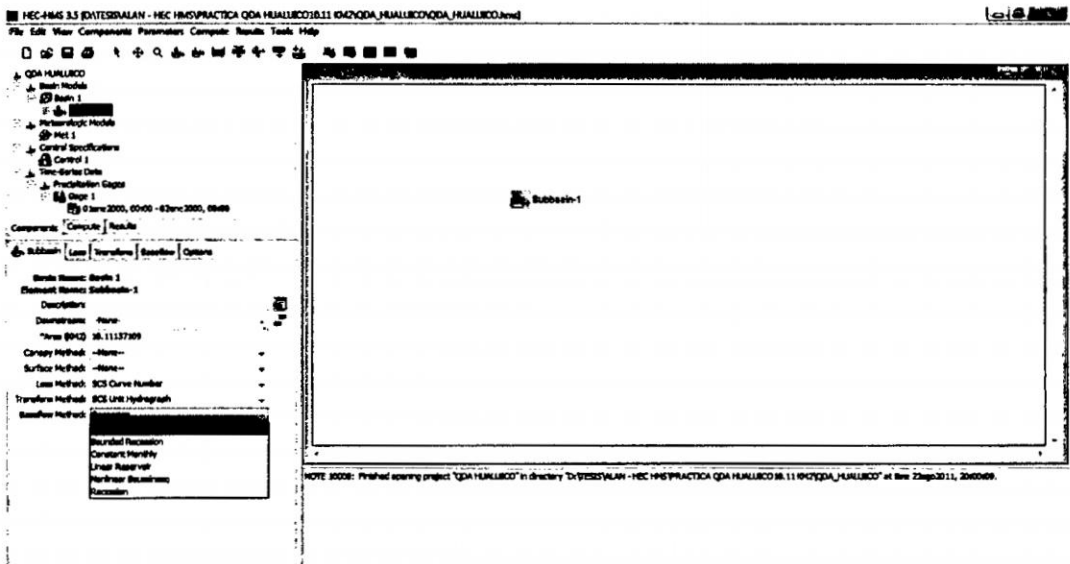


Figura B.6: Incluimos las características Geomorfológicas.

Ahora seleccione las pérdidas e incluya el numero de curva las cuales han sido establecidas mediante las tablas del SCS, figura B.7.

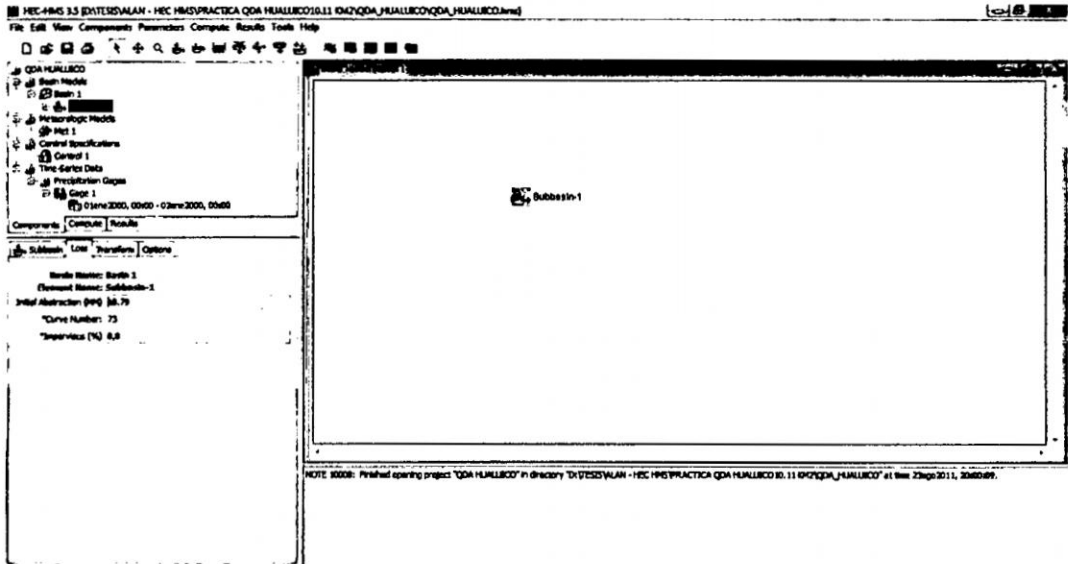


Figura B.7: Incluimos las pérdidas, numero de curva.

Ahora seleccione transform e incluya el tiempo de retraso en minutos las cuales han sido establecidas mediante la formula de Kirpich, figura B.8.

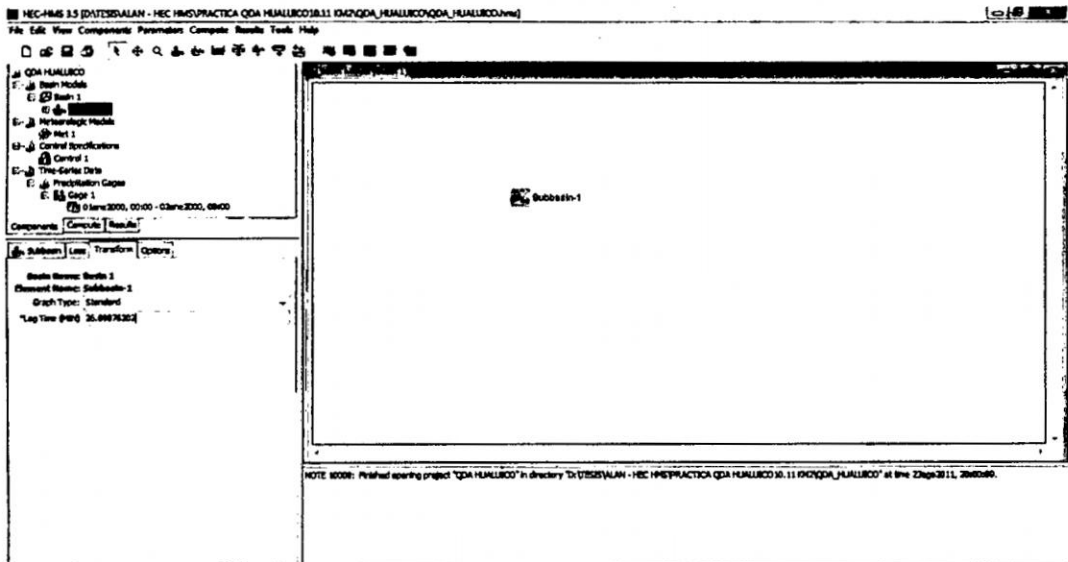


Figura B.8: Incluimos el tiempo de retraso en minutos.

Ahora seleccione Meteorologic Models y seleccione en precipitación Specified Hyetograph figura B.9, y en Basin elegir la opcion "SI." ahora seleccionamos Specified Hyetograph y escogemos la opcion Gage 1, figura B.10.

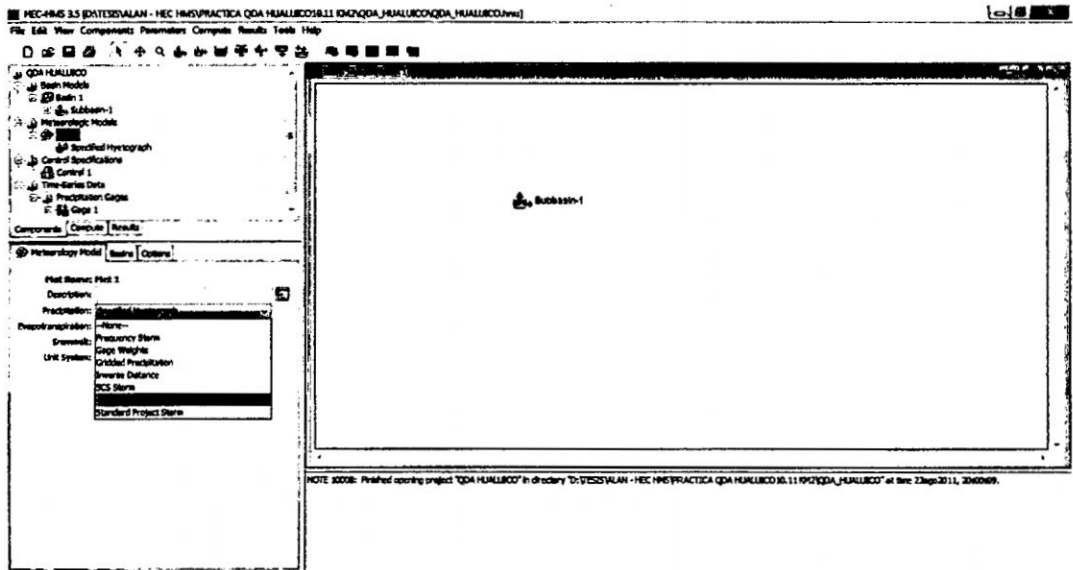


Figura B.9: Incluimos en precipitación Specified Hyetograph.

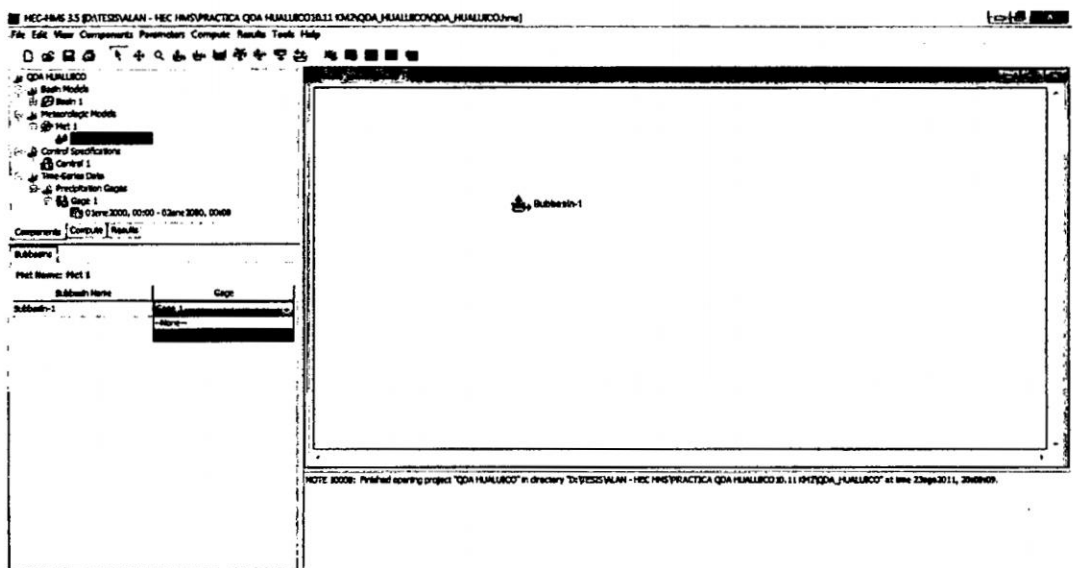


Figura B.10: Incluimos en Subbasin Gage 1.

Ahora seleccione Control Specifications - control 1 seleccionamos el intervalo de tiempo y

escogemos 1 hora figura B.11, y en Time Series Data - Precipitation Gages seleccionamos Data Source y escogemos Entrada manual, figura B.12.

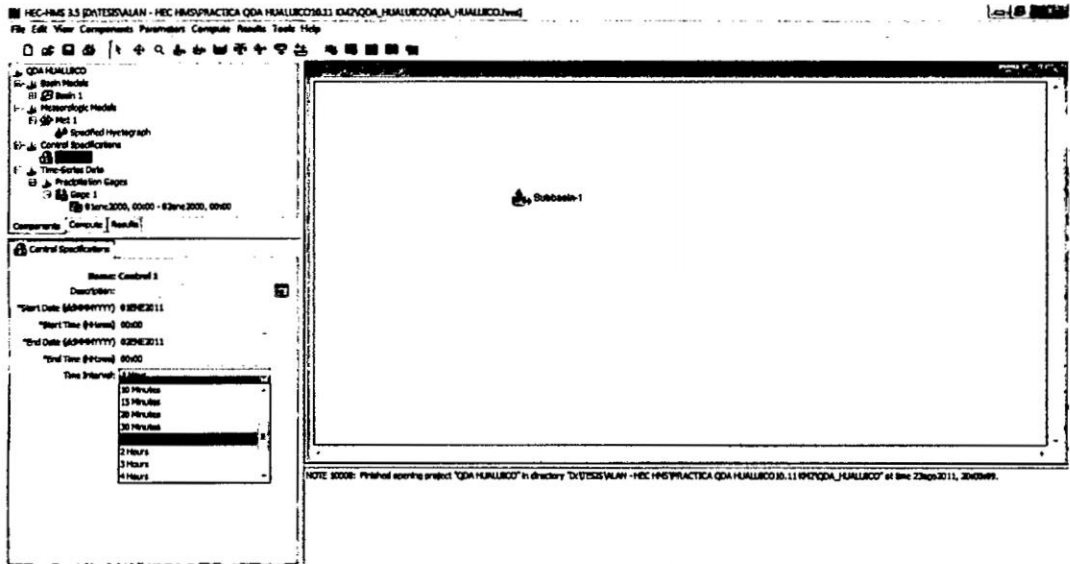


Figura B.11: Seleccionamos intervalo de tiempo 1 hora.

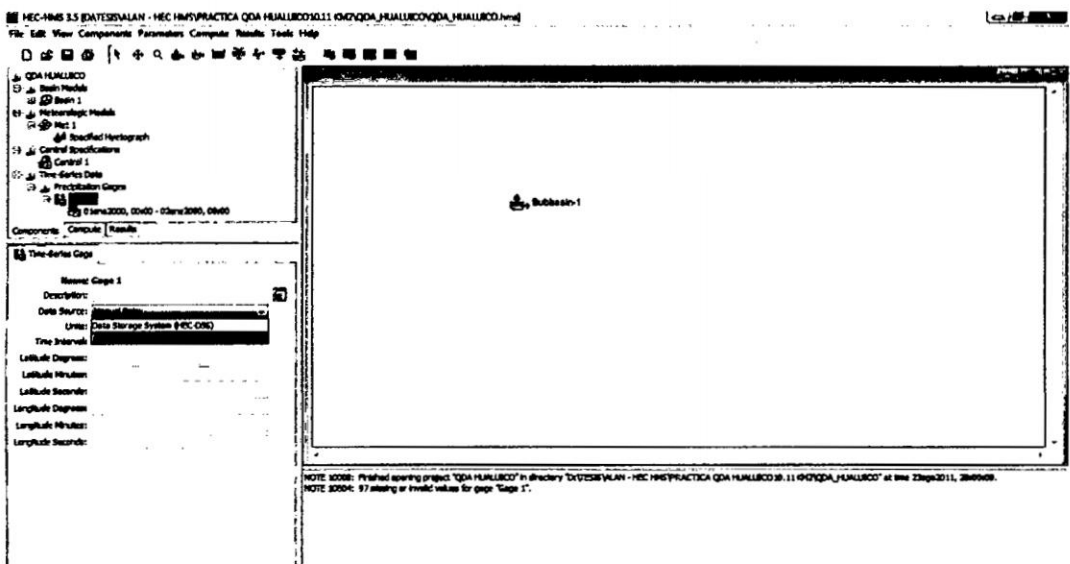


Figura B.12: Entrada manual.

Ahora seleccione Time Series Data - Precipitation Gages seleccionamos Tabla e ingresamos el hietograma de precipitacion total sintetico tipo I, figura B.13, y en el menu

seleccionamos compute ingresamos en Create Simulation Run aceptamos y luego Select Run y obtenemos los resultados, figura B.14.

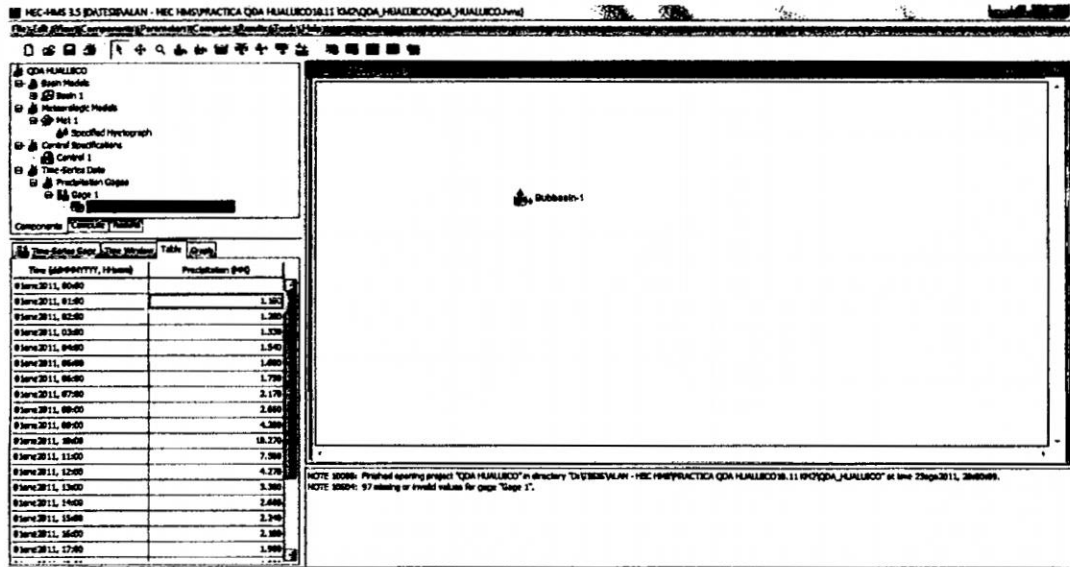


Figura B.13: Hietograma de precipitación total Sintetico Tipo I.

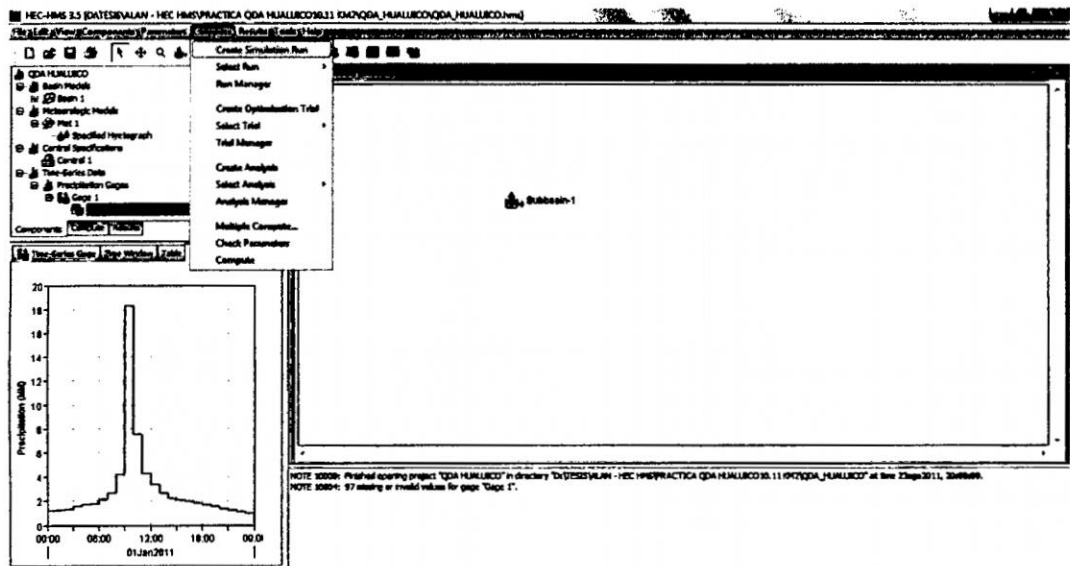


Figura B.14: Simulación del programa HEC-HMS.

Resultados obtenidos de la subcuenca Caudal de descarga, figura B.15, y resultado grafico del hidrograma de descarga de la subcuenca, figura B.17.

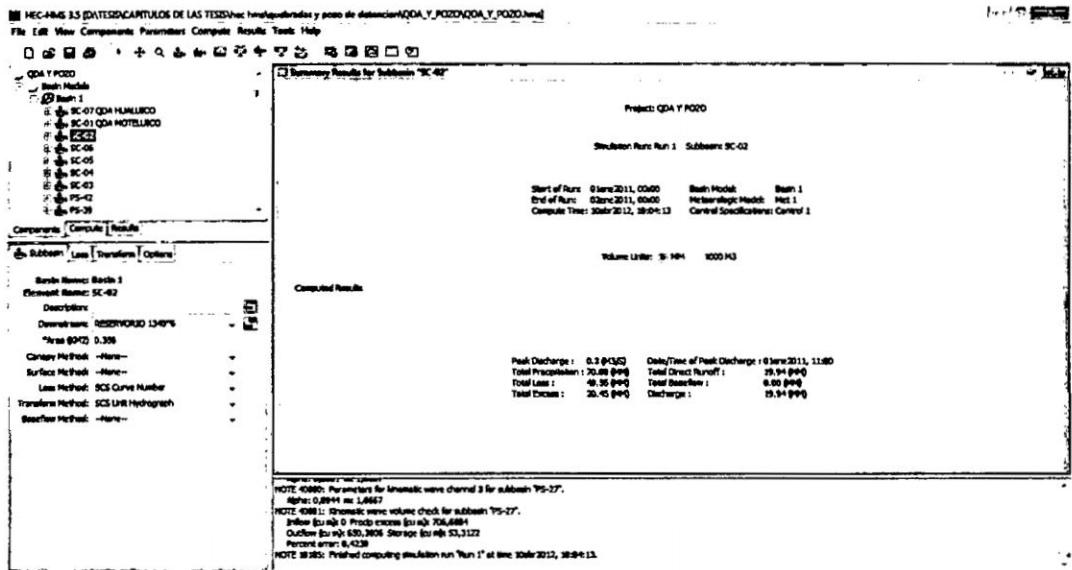


Figura B.15: Resultados Precipitacion total, exceso y perdida, caudal de descarga.

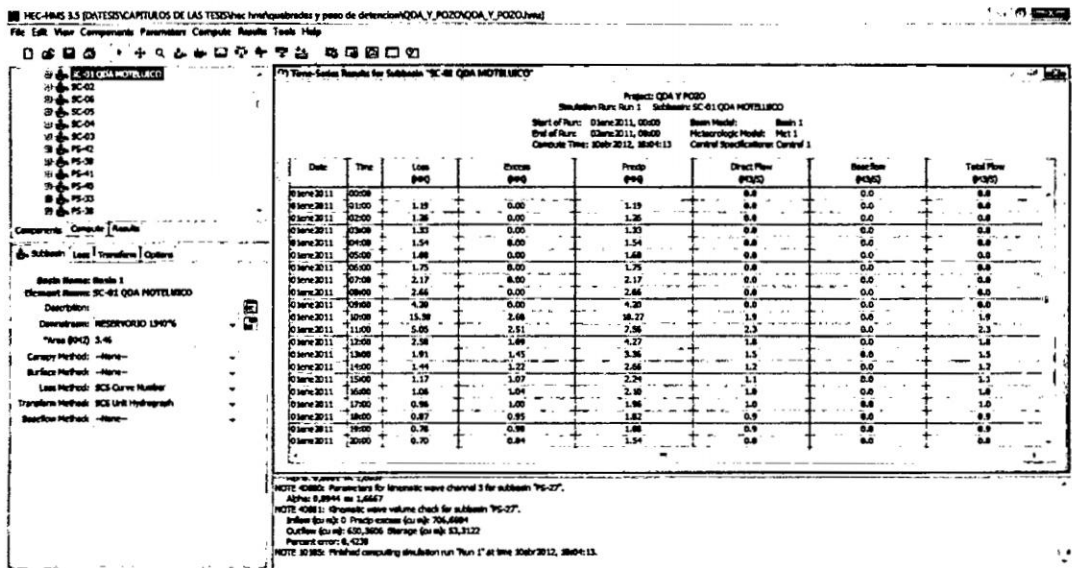


Figura B.16: Hidrograma de descarga.

Creando transito de canales seleccionamos Reach y le denominamos el mismo nombre, figura B.18, ahora le colocamos una union para su descarga final del canal le denominamos Juntion, figura B.19.

En reach seleccionamos Routing Method y escogemos Kinematic Wave. Habiendo seleccio-

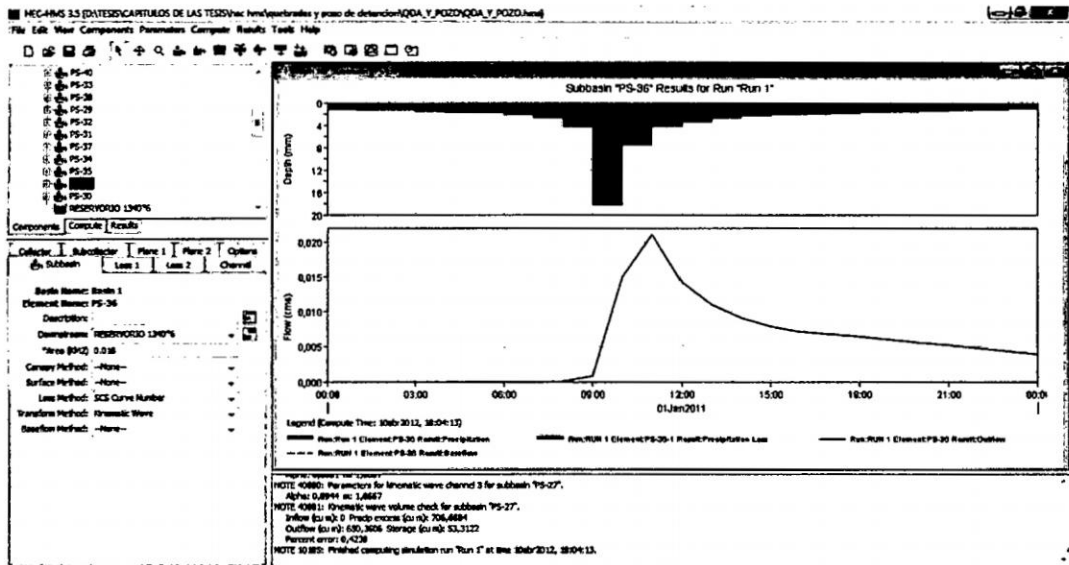


Figura B.17: Resultado grafico del hidrograma de descarga.

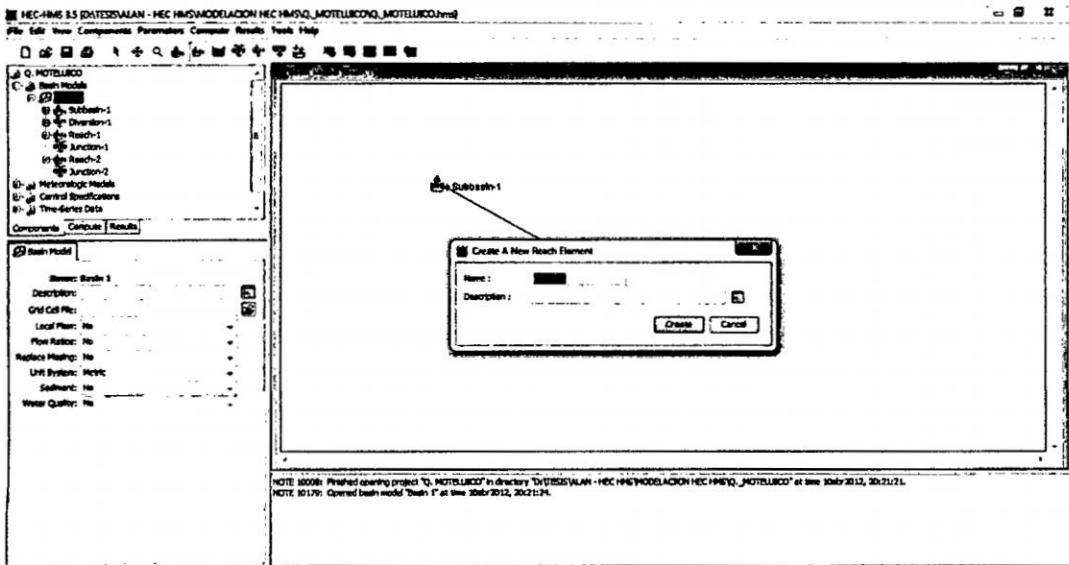


Figura B.18: Creacion de Canal para el Transito de la SubCuenca

nado Kinematic wave ingresamos a routing los parametros como son longitud, pendiente rugosidad (n de manning), forma del canal y base del canal, figura B.20.

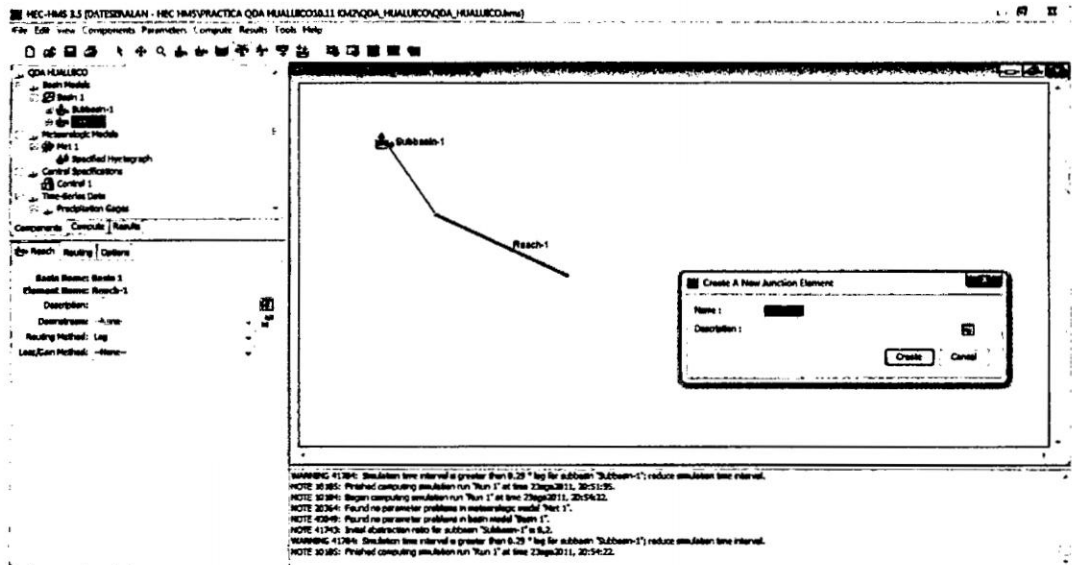


Figura B.19: Creacion de Junction para la descarga final del canal

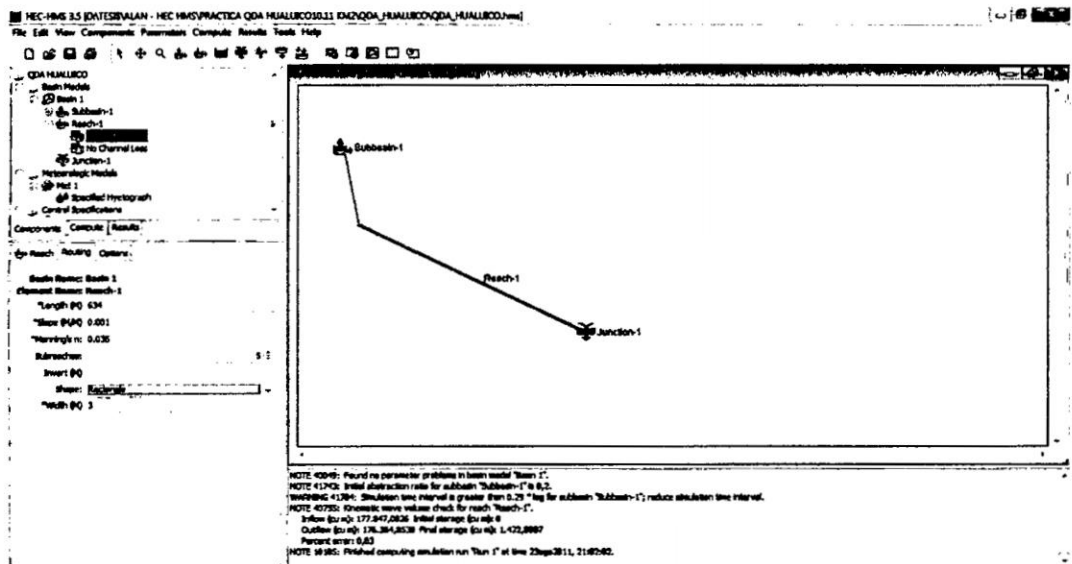


Figura B.20: Ingresamos los parametros del canal.

# **Apéndice C**

## **Planos de Proyecto de Aplicación**

### **C.1. Propuesta Primer Esquema Hidraulico**

**P-01** Plano General.

**P-02** Plano Cartografico.

**P-03** Plano Topológico.

**P-04** Plano Fisiográfico.

### **C.2. Propuesta Segundo Esquema Hidraulico**

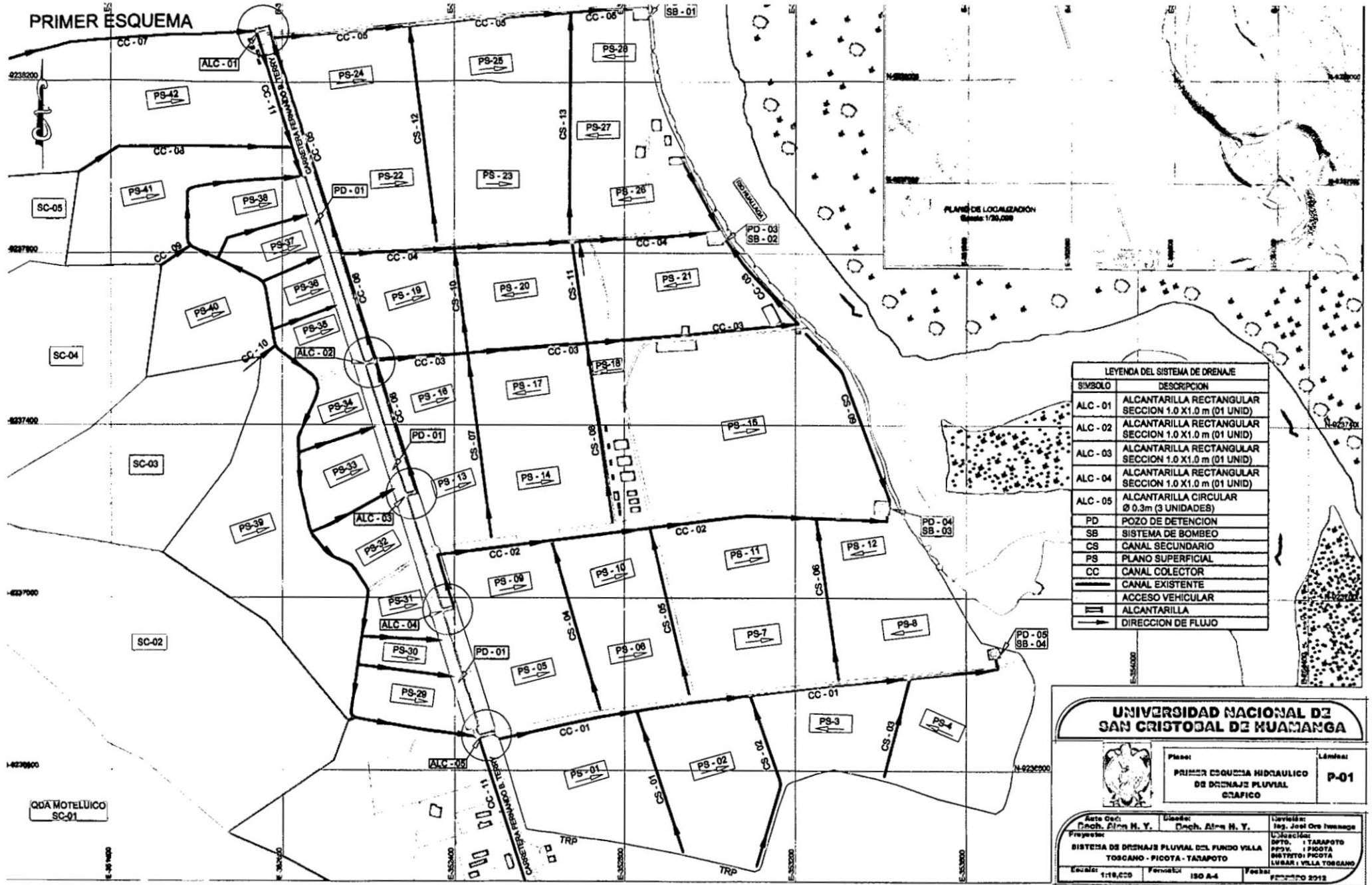
**L-01** Plano General.

**L-02** Plano Cartografico.

**L-03** Plano Topológico.

**L-04** Plano Fisiográfico.

# PRIMER ESQUEMA



LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE

SIMBOLO	DESCRIPCION
ALC - 01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 05	ALCANTARILLA CIRCULAR Ø 0.3m (3 UNIDADES)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
—	CANAL EXISTENTE
—	ACCESO VEHICULAR
—	ALCANTARILLA
→	DIRECCION DE FLUJO

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**



Plan: PRIMER ESQUEMA HIDRAULICO DE DRENAJE PLUVIAL CIATIFICO

Léngua: P-01

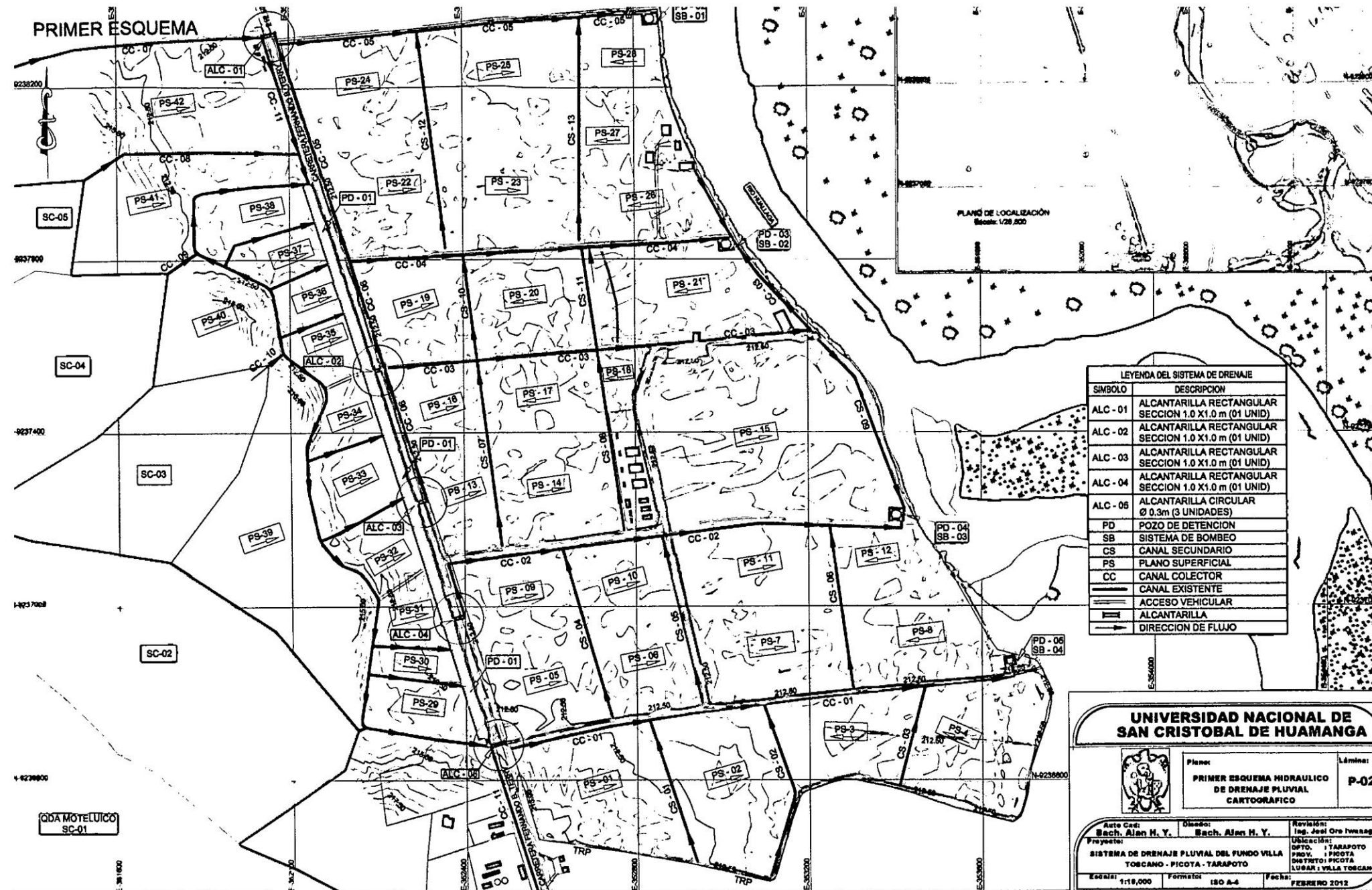
---

Auto. Gen: Doeh. Alon N. Y.    Diseño: Doeh. Alon N. Y.    Supervisión: Ing. José Oro Huamanga

Proyecto: SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DEL FUNDO VILLA TOSCANO - PICOTA - TARAPOTO    Ubicación: DFTO. TARAPOTO, PROV. PICOTA, DISTRITO PICOTA, LUGAR VILLA TOSCANO

Escala: 1:10,000    Formato: ISO A-4    Fecha: FEBRERO 2012

PRIMER ESQUEMA



LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE

SIMBOLO	DESCRIPCION
ALC - 01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 05	ALCANTARILLA CIRCULAR Ø 0.3m (3 UNIDADES)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
---	CANAL EXISTENTE
---	ACCESO VEHICULAR
---	ALCANTARILLA
---	DIRECCION DE FLUJO

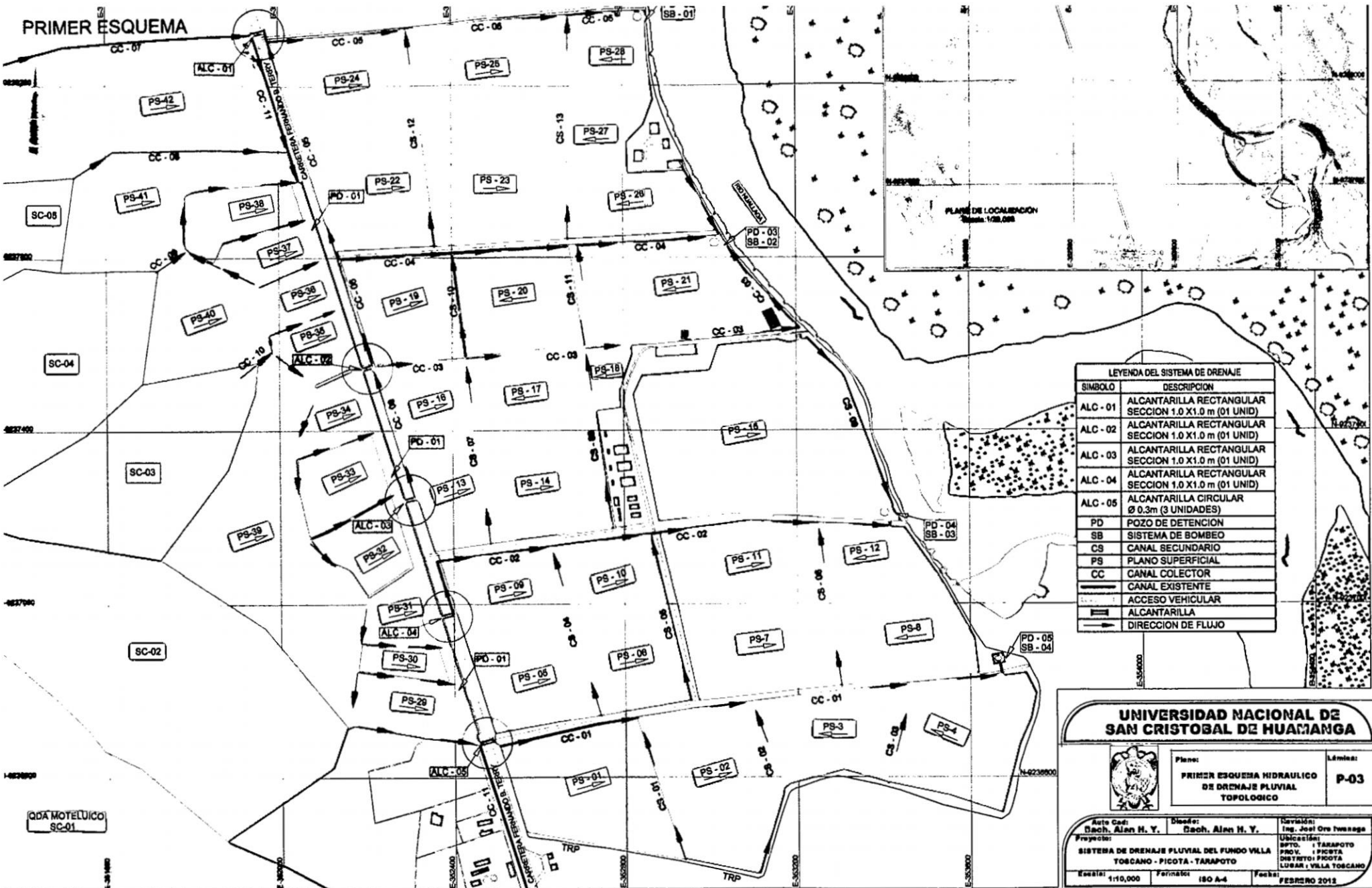
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA



Planos: PRIMER ESQUEMA HIDRAULICO DE DRENAJE PLUVIAL CARTOGRAFICO  
 Lámina: P-02

Auto Cal: Bach. Alan H. Y.      Diseño: Ing. José Oro Huamanga  
 Proyecto: Bach. Alan H. Y.      Ubicación: DEPTO. TARAPOTO PROV. PICOTA DISTRITO PICOTA LUGAR VILLA TOCICANO  
 Escala: 1:15,000      Formato: ISO A-4      Fecha: FEBRERO 2012

PRIMER ESQUEMA



PLANO DE LOCALIZACION  
Escala: 1/25,000

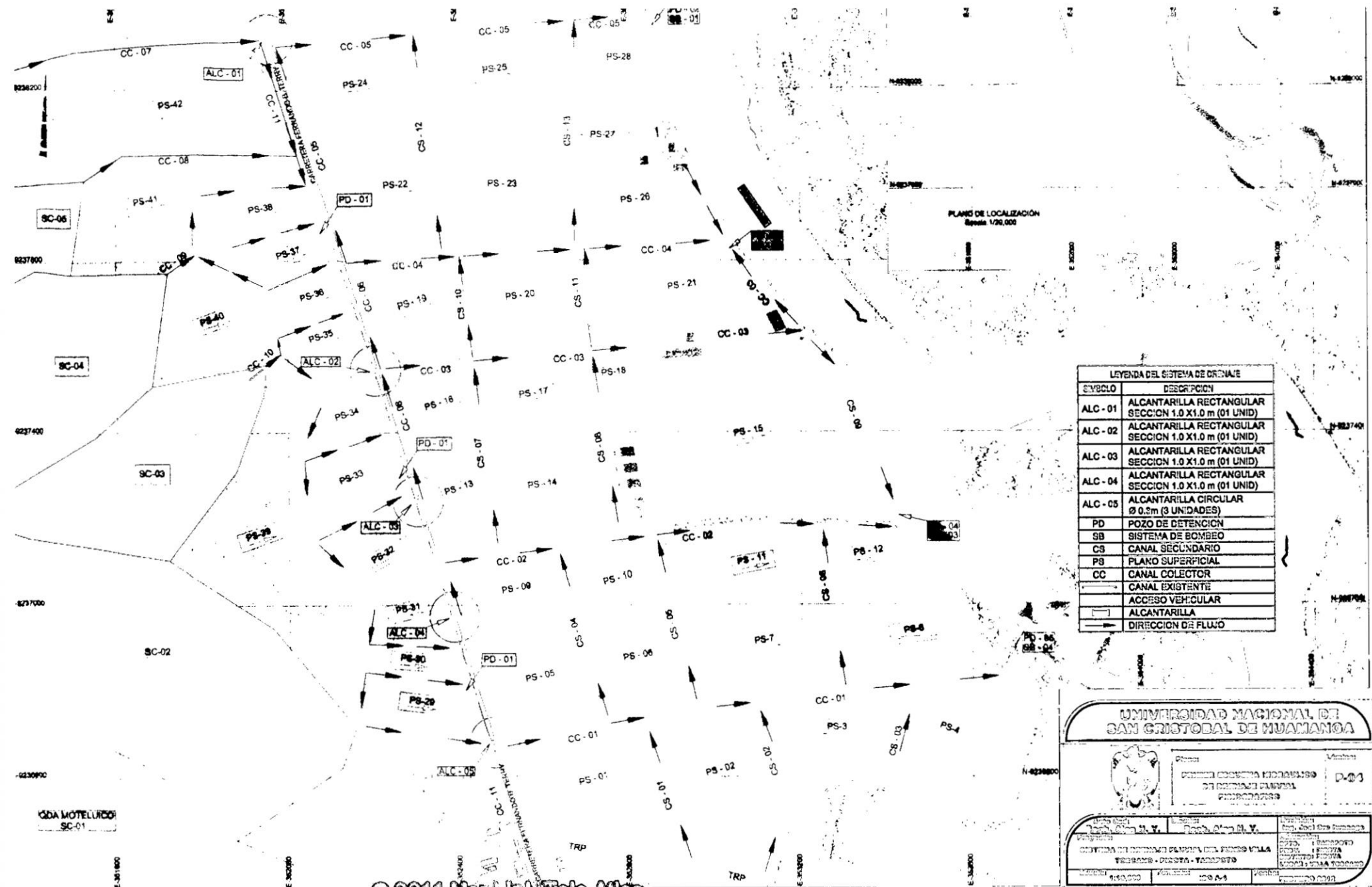
LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE	
SIMBOLO	DESCRIPCION
ALC-01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC-02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC-03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC-04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC-05	ALCANTARILLA CIRCULAR Ø 0.3m (3 UNIDADES)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
---	CANAL EXISTENTE
---	ACCESO VEHICULAR
---	ALCANTARILLA
---	DIRECCION DE FLUJO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA



Plano: PRIMER ESQUEMA HIDRAULICO DE DRENAJE PLUVIAL TOPOLOGICO  
Línea: P-03

Auto Cad: Sach, Alan H. Y.	Diseño: Sach, Alan H. Y.	Navegación: Ing. José Ore Iwasaga
Proyecto: SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DEL FUNDO VILLA TOGICANO - PICOTA - TARAPOTO		Ubicación: BPTO. TARAPOTO PROV. PICOTA DISTRITO: PICOTA LUGAR: VILLA TOGICANO
Escala: 1/10,000	Formato: ISO A-4	Fecha: FEBRERO 2012



PLANO DE LOCALIZACIÓN  
Escala 1/20,000

LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE	
SYMBOLO	DESCRIPCION
ALC - 01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 05	ALCANTARILLA CIRCULAR Ø 0.5m (3 UNIDADES)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
---	CANAL EXISTENTE
---	ACCESO VEHICULAR
---	ALCANTARILLA
---	DIRECCION DE FLUJO

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**

FACULTAD DE INGENIERIA HIDRAULICA Y SISTEMAS DE ENFERMERIA

CATEDRA DE DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE

---

CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE DRENAJE

TUBOS - CUESTA - TAPAJOS

Escala: 1:50,000

QDA MOTELUCO  
SC-01

N-823800

8271000

827400

827800

828200

E-821800

E-822000

E-822200

E-822400

E-822600

E-822800

N-823600

N-823800

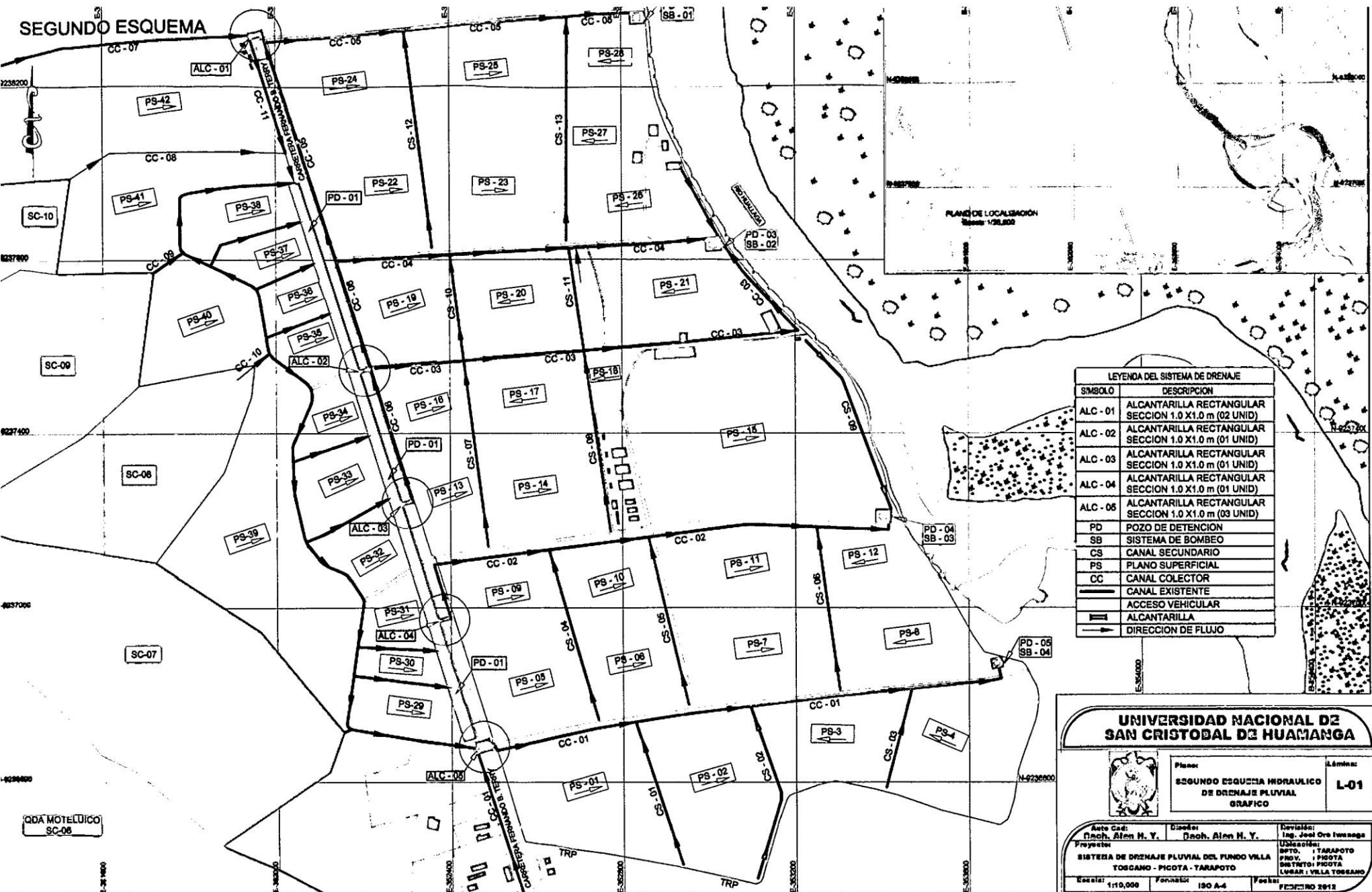
N-824000

N-824200

N-824400

N-824600

# SEGUNDO ESQUEMA



PLANO DE LOCALIZACION  
Escala: 1/20,000

LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE	
SIMBOLO	DESCRIPCION
ALC - 01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (02 UNID)
ALC - 02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 05	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (03 UNID)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
—	CANAL EXISTENTE
—	ACCESO VEHICULAR
—	ALCANTARILLA
—	DIRECCION DE FLUJO

## UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

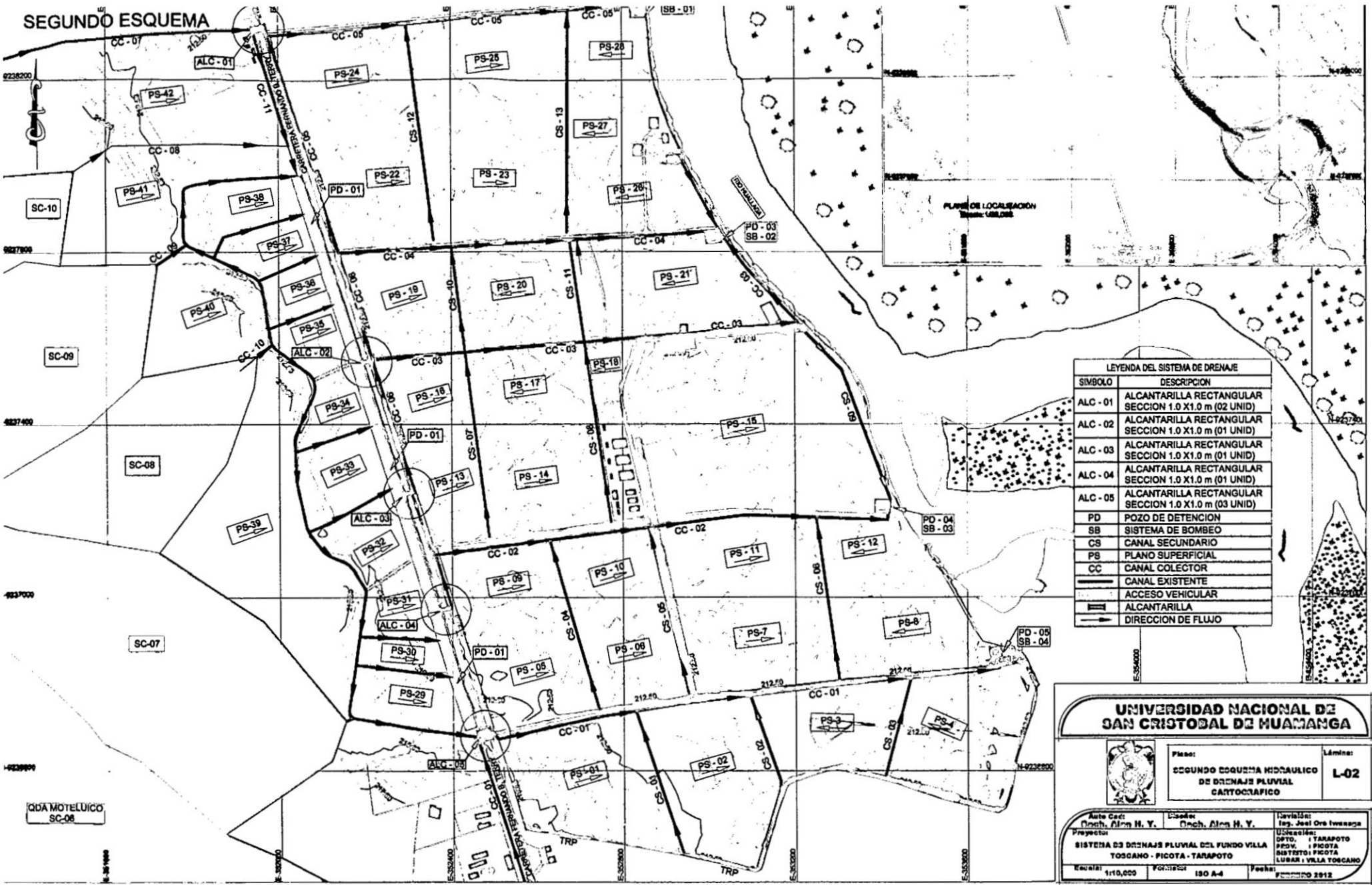


Planos: SEGUNDO ESQUEMA HIDRAULICO DE DRENAJE PLUVIAL GRAFICO  
Láminas: L-01

Auto Cad: Paech, Alan M. Y.    Diseño: Ing. Joel Oro Huamanga  
 Proyección: Paech, Alan M. Y.    Ubicación: DPTO. TARAPOTO PROV. PICOYA DEL TENDI PICOYA LUGAR VILLA TOSSANO  
 Escala: 1:10,000    Formato: ISO A-4    Fecha: FEBRERO 2012

QDA MOTELUICO SC-06

# SEGUNDO ESQUEMA



PLANO DE LOCALIZACIÓN  
Escala: 1:50,000

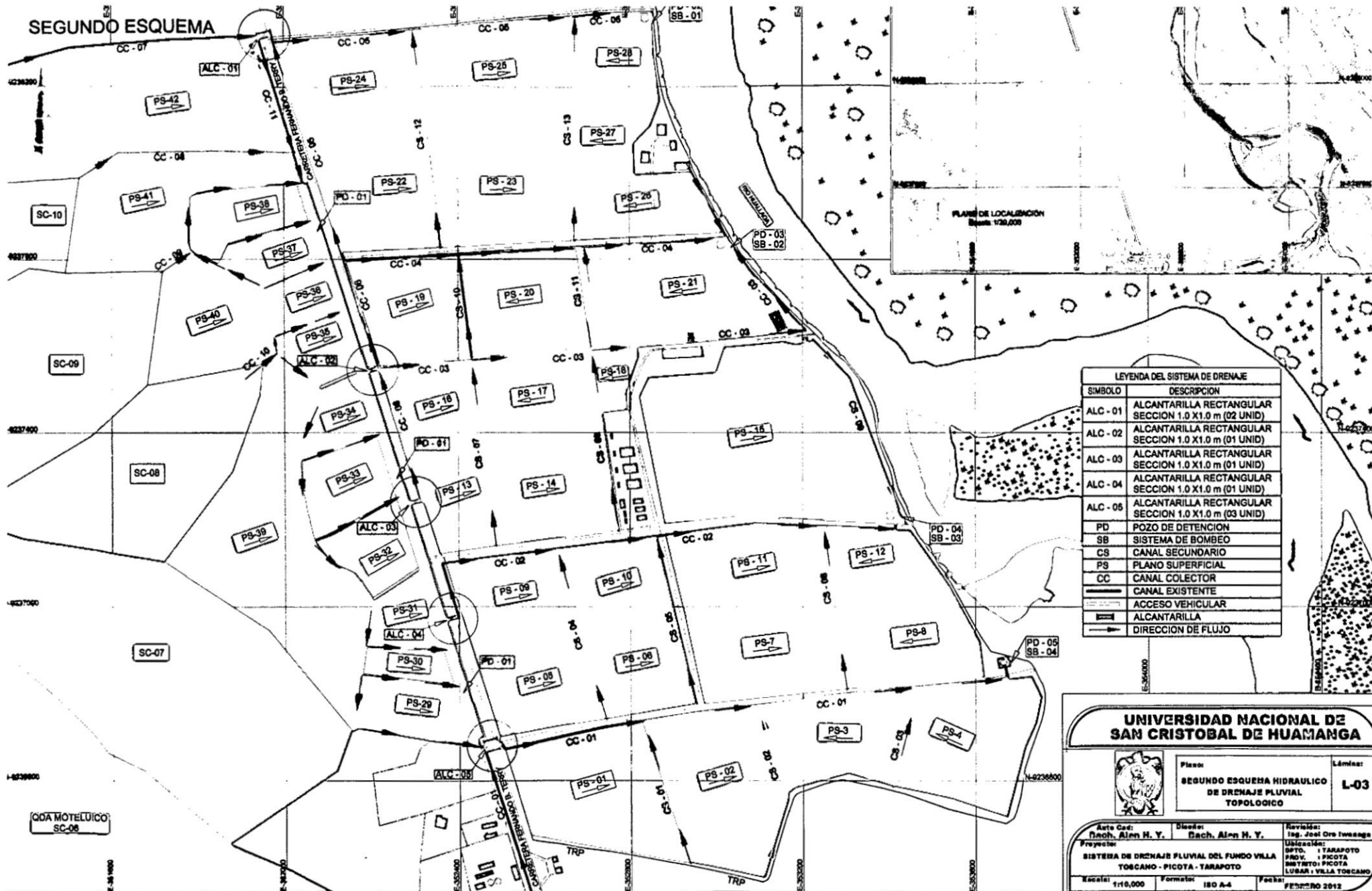
LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE	
SIMBOLO	DESCRIPCION
ALC - 01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (02 UNID)
ALC - 02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 05	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (03 UNID)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
—	CANAL EXISTENTE
—	ACCESO VEHICULAR
—	ALCANTARILLA
—	DIRECCION DE FLUJO

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**

	Plano: <b>SEGUNDO ESQUEMA HIDRAULICO DE DRENAJE PLUVIAL CARTOGRAFICO</b>	Lámina: <b>L-02</b>
	Auto Graf: <b>Ortiz, Alon H. Y.</b> C:code: <b>Ortiz, Alon H. Y.</b> Nivel: <b>Ing. José Ore Iwasaga</b>	
Proyecto: <b>SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DEL FUNDO VILLA TOSCANO - PICOTA - TARAPOTO</b>		
Ubicación: <b>PROV. - PICOTA, DISTRITO: PICOTA, LUGAR: VILLA TOSCANO</b>		
Escala: <b>1/10,000</b>	Formato: <b>ISO A-4</b>	Fecha: <b>2012</b>

QDA MOTELUICO  
SC-08

# SEGUNDO ESQUEMA



LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE	
SIMBOLO	DESCRIPCION
ALC - 01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (02 UNID)
ALC - 02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC - 05	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (03 UNID)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
(Dashed line)	CANAL EXISTENTE
(Dotted line)	ACCESO VEHICULAR
(Arrow)	ALCANTARILLA
(Thick arrow)	DIRECCION DE FLUJO

## UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA



Plano: **SEGUNDO ESQUEMA HIDRAULICO DE DRENAJE PLUVIAL TOPOLOGICO**

Lám.: **L-03**

Auto Cad: **Arch. Alan H. Y.** Diseñó: **Arch. Alan H. Y.** Revisó: **Ing. José Oro Inesaga**

Proyecto: **SISTEMA DE DRENAJE FLUVIAL DEL FUNDO VILLA TOSCANO - PICOTA - TARAPOTO**

Ubicación: **DPTO. TARAPOTO PROV. PICOTA DISTrito: PICOTA LUGAR: VILLA TOSCANO**

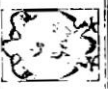
Escala: **1:10,000** Formato: **ISO A-4** Fecha: **FEBRERO 2012**



LEYENDA DEL SISTEMA DE DRENAJE	
ESBOZO	DESCRIPCION
ALC-01	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (02 UNID)
ALC-02	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC-03	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC-04	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (01 UNID)
ALC-06	ALCANTARILLA RECTANGULAR SECCION 1.0 X1.0 m (03 UNID)
PD	POZO DE DETENCION
SB	SISTEMA DE BOMBEO
CS	CANAL SECUNDARIO
PS	PLANO SUPERFICIAL
CC	CANAL COLECTOR
---	CANAL EXISTENTE
---	ACCESO VEHICULAR
---	ALCANTARILLA
---	DIRECCION DE FLUJO

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUACANGA**

Presentado por: **ESCUELA DE INGENIERIA DE DISEÑO PLUVIAL FISIOCRAFICO**  
 Tema: **L-04**  
 Autor: **Ing. José Oros Henao**  
 Asesor: **Ing. Alcides H. Y.**  
 Proyecto: **SISTEMA DE DISEÑO PLUVIAL DEL PUNDO VALLA TOSCANO - PUNDO - TAMAYO LUMALI VILLA TOROADO**  
 Fecha: **Febrero 1990**



Área Geográfica: **San Cristóbal de Huacanga**  
 Ubicación: **Distrito de Huacanga, Provincia de Huacanga, Departamento de Tarma, Perú**  
 Proyecto: **SISTEMA DE DISEÑO PLUVIAL DEL PUNDO VALLA TOSCANO - PUNDO - TAMAYO LUMALI VILLA TOROADO**  
 Fecha: **Febrero 1990**

ODM HOTELUNDO SC-06